



TITLE:

山岳トンネル事前調査における地  
盤リスク評価に関する研究(  
Dissertation\_全文)

AUTHOR(S):

長谷川, 信介

---

CITATION:

長谷川, 信介. 山岳トンネル事前調査における地盤リスク評価に関する  
研究. 京都大学, 2009, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2009-09-24

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.k14921>

RIGHT:

許諾条件により本文は2010-09-24に公開

# 山岳トンネル事前調査における 地盤リスク評価に関する研究

平成 21 年

長谷川 信介



## 目 次

第1章 序論	1
1.1 研究の背景	1
1.2 研究の目的	4
1.3 既往の研究	4
1.4 本論文の構成	5
第2章 山岳トンネルの事前調査における現状と課題	8
2.1 事前調査の現状	8
2.2 事前調査における設計と実際の支保パターンとの乖離	9
2.3 事前調査における地山評価と実際の地山状況との乖離の事例	13
2.4 山岳トンネルの事前調査における問題点	15
第3章 建設プロジェクトにおける地盤リスク	20
3.1 地盤リスクの基本概念	20
3.2 金融工学理論からみた建設プロジェクトにおける地盤リスク	22
3.3 調査の価値に関する考察	26
3.4 事後評価の必要性	29
第4章 地盤リスクの解析・評価手法	30
4.1 地盤リスクの解析手法	30
4.1.1 通常型クリギング	30
4.1.2 外生ドリフトを用いた通常型クリギング	35
4.2 地盤リスクの評価手法	38
第5章 地山分類表による地山評価	41
5.1 地山分類表	41
5.2 地山分類表による地山評価における不確実性の要因	43
5.3 事例検証1	45
5.3.1 Rトンネルにおける事前調査の概要	45
5.3.2 地球統計学手法による弾性波速度の推定	52
5.3.3 地盤リスクの評価	55
5.4 事例検証2	65
5.4.1 Tトンネルにおける事前調査の概要	65
5.4.2 地球統計学手法による弾性波速度の推定	69
5.4.3 地盤リスクの評価	71

5.4.4 高精度弾性波探査による地山評価 .....	79
5.5 まとめ .....	82
第6章 コア評価点を用いた地山評価 .....	84
6.1 コア評価点を用いた地山評価手法 .....	84
6.2 コア評価点を用いた地山評価における不確実性の要因と地盤リスクの評価方法 .....	88
6.3 事例検証1 .....	90
6.3.1 コア評価点から地山等級を判定する際の不確実性 .....	90
6.3.2 弾性波速度とコア評価点との相関における不確実性 .....	94
6.3.3 弾性波速度の不確実性 .....	98
6.3.4 コア評価点を用いた地山評価における不確実性 .....	100
6.3.5 土被り厚の補正による地山評価の不確実性低減の試み .....	103
6.3.6 屈折法弾性波探査と速度検層の比較による弾性波速度の不確実性評価の試み .....	109
6.4 事例検証2 .....	112
6.4.1 コア評価点から地山等級を判定する際の不確実性 .....	112
6.4.2 弾性波速度とコア評価点との相関における不確実性 .....	115
6.4.3 弾性波速度の不確実性 .....	117
6.4.4 コア評価点を用いた地山評価における不確実性 .....	119
6.4.5 土被り厚の補正による地山評価の不確実性低減の試み .....	122
6.4.6 高精度弾性波探査との比較 .....	126
6.5 まとめ .....	128
第7章 合理的な事前調査のための提言 .....	130
第8章 結論と今後の展望 .....	133
参考文献 .....	137

# 第1章 序論

## 1.1 研究の背景

国・地方公共団体等の財政悪化により、建設投資額は年々減少している。政府による土木公共事業への建設投資は、図1.1に示すように、平成7年度に35兆円でピークに達した後、ほぼ減少の一途をたどり、平成20年度見通しでは17兆円とピーク時の49%にまで落ち込んでいる<sup>1)</sup>。そのような状況のなか、我が国は少子・高齢化の時代に入り、国・地方公共団体等の税収減少が予想されることから、今後とも建設投資額の大幅な増加は期待しにくい。さらには、これまでに整備した膨大な量の社会資本が更新の時期を迎えており、社会資本の維持を図りつつ、更新あるいは新たな整備を図っていくためには、建設プロジェクト全体のコスト削減は重要な課題となっている。

建設プロジェクトの初期段階においては、図1.2に示すように、施工、操業・維持管理の予測において不確実性が存在する。建設プロジェクト全体のコスト削減を図るためには、プロジェクトの初期段階で、できるだけ正確に将来の維持管理まで包含したトータルな事業コストを把握し、経済的な建設計画を立案することが重要である。なかでも、プロジェクトの上流側に位置する建設（施工）コストの変動は、それ以降の事業計画に大きな影響を及ぼすため、建設（施工）コストの不確実性を把握することは極めて重要である。

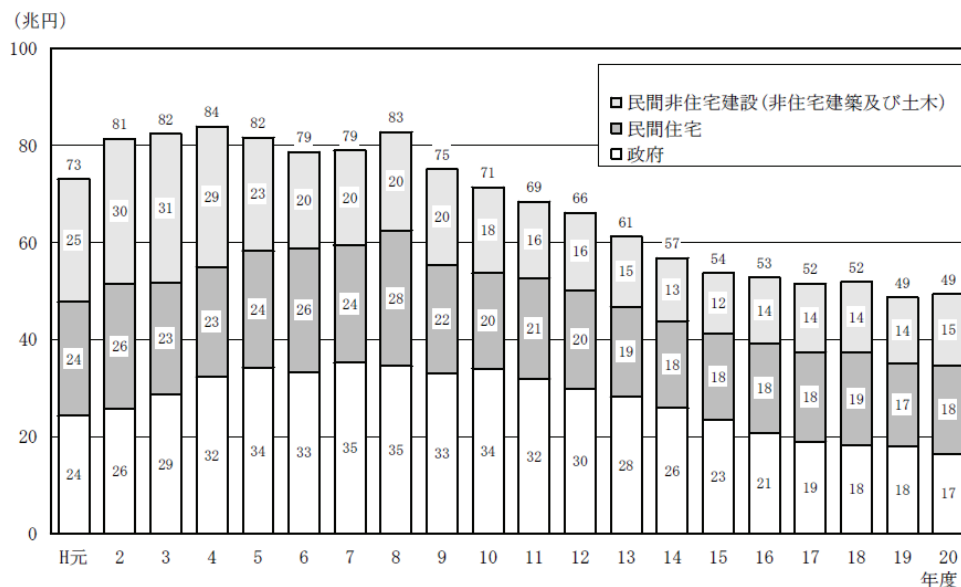


図1.1 我が国の建設投資額の推移<sup>1)</sup>

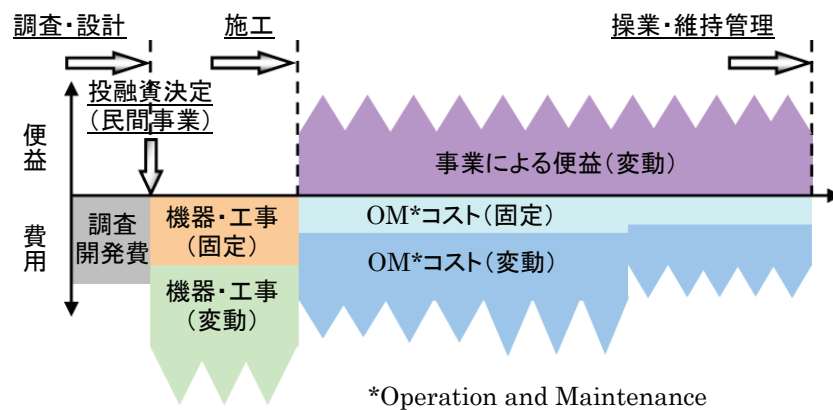


図 1.2 建設プロジェクトの費用・便益に関する不確実性<sup>2)</sup>

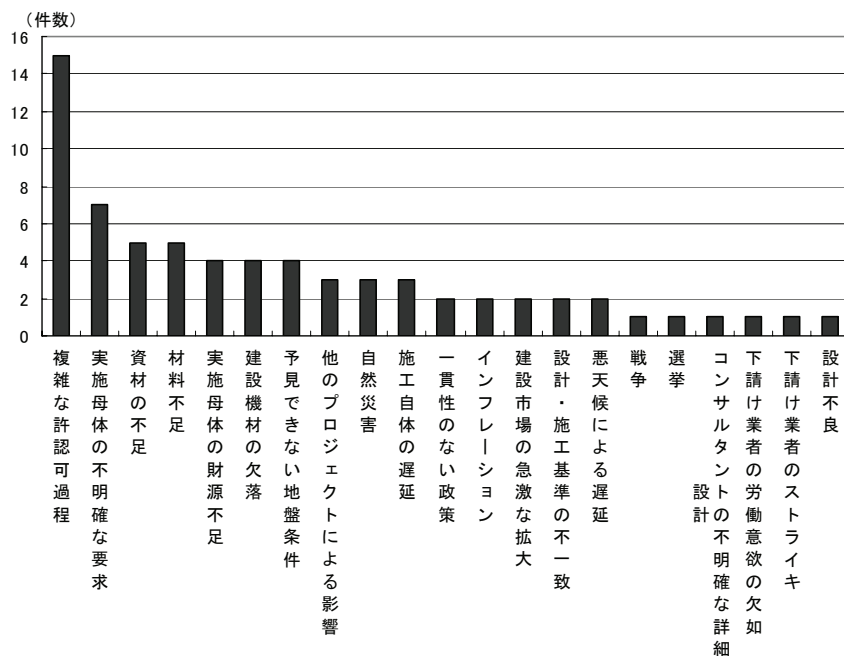


図 1.3 工事遅延に関するリスク要因<sup>4)</sup>

建設コストが変動する大きな要因として、地盤条件の不確実性が挙げられる。土木構造物のように自然地盤を対象に構造物を構築する場合には、自然地盤の詳細な地質構成および力学特性を把握することが必要となる。しかし、一般に、自然地盤の地層構成は複雑で、しかも、その力学特性は均質ではない。このため、事前調査段階で、対象となる地盤の性状を詳細に把握することは極めて困難である。このようなことから、建設プロジェクトマネジメント分野では、地盤条件の不確実性については、建設プロジェクトに支障をきたす主要なリスク要因の1つとして位置づけられている<sup>3)</sup>。実際、図1.3に示すODA円借款1998年、1999年事後評価対象案件についてリスク要因発生頻度を見ると、「複雑な許認可過程」や「実施母体の不明確な要求」などの施工その

ものとは直接的に関与しないリスク要因に次いで、「予見できない地盤条件」がリスク要因として挙げられている<sup>4)</sup>。

大津ら<sup>5)</sup>は、このような地盤条件の不確実性に起因する建設コストの変動リスクを地盤リスクと呼び、「事前に予測することが困難であるため、従来の日本での建設契約では、原則的にはディープポケットを持つ公共団体等の発注者により負担され、請負者のリスク分担が基本的に回避されてきた。しかし、社会基盤整備を取り巻く環境は厳しさを増しており、建設コストの精度あるいは妥当性に関する議論は、これまで以上に重要となる。さらに、設計・施工一括方式、PFI方式等の新たな調達方式の導入は、本質的に建設プロジェクトでの発注者と請負者間のリスク分担ルールに変化をもたらすこととなる」と指摘している。

本研究で対象とする山岳トンネルでは、事前調査において予測された地山性状と施工段階で明らかとなる実際の地山性状との間に大きな乖離が生じる場合がある。財政状況の厳しい地方自治体においては、このような乖離による施工段階での大幅な建設コストの増加に応じにくくなってきており、状況によっては請負者がある程度負担せざるを得ない状況になってきている。このため、山岳トンネルの建設プロジェクトにおいては、建設請負契約に明確な変更のないまま、すでに発注者と請負者間のリスク分担に変化が生じてきている。

山岳トンネルでは、上記のような乖離がしばしば生じるため、「事前調査結果は当たらない」と言われてきた<sup>6)</sup>。このような乖離が生じる要因と対策については、鈴木ら<sup>7)</sup>は、①地質調査技術の限界、②不十分な地質調査、③事実と解釈の区別、④地質解釈は人によって異なる、⑤残された問題点の成果物への明記、を挙げている。一方、中川ら<sup>8)</sup>は、前記の③～⑤は地質技術者の地山解釈に対する個人差として捉え、「事前調査・設計段階から施工段階までの異なる技術者間の地山評価に対する個人差」も合わない要因の1つとしている。山岳トンネルが地下深部に構築される細長い線状構造物であるという特徴により、トンネル全長にわたり詳細に地山性状を把握することは技術的・経済的に極めて困難であるため、事前調査結果には大きな不確実性が内在する。これにより、事前調査で予測された地山性状と実際の地山性状との乖離が生じるものと考えられる。このようなことから、鈴木ら<sup>7)</sup>および中川ら<sup>8)</sup>が指摘する乖離の要因の根本には、事前調査で得られる地盤条件の不確実性があると考えられる。そして、上述のように、山岳トンネルの構造物としての特徴から、他の土木構造物より地盤リスクが顕在化しやすいと言える。

上記の乖離による施工段階における建設コストの大幅な増加を避けるために、精度の高い調査が求められるようになってきている。その一方で、昨今の国・地方公共団体等の財政悪化により、社会的要請として建設コストの削減が強く求められており、それとともに調査コストの削減が行われているのが現状である。すなわち、乖離を小さくするためには事前調査への更なる投資が必要であるという認識がある一方で、現実には建設コストの削減とともに、調査コストが削減されている。このような状況を打破するためには、調査結果により得られる情報の価値を示すことが必要となる。調査という投資に対する効果を明らかにすることができれば、より適切な調査が実施でき、その結果として建設コストの削減に結びつくものと考えられる。



## 1.2 研究の目的

1.1 で述べたように、山岳トンネル建設プロジェクトにおいては、事前調査で予測された地山性状と施工段階で明らかとなる実際の地山性状との大きな乖離による施工段階での建設コストの大幅な増加が問題となっている。このような乖離が生じる原因として、事前調査における地盤条件の不確実性が挙げられる。本研究では、事前調査における地盤条件の不確実性に起因する建設コストの変動リスクを地盤リスクとする。ここで問題となるのが、地盤リスクの評価である。山岳トンネル事前調査における地盤リスクの評価は、これまでほとんど行われていない。このため、本研究では、地盤リスクの評価手法を開発することを目的とする。また、本研究では、事前調査で予測された地山性状と実際の地山性状との乖離は、事前調査における地盤条件の不確実性の範囲内に収まることを前提とするが、事前調査段階で、そのことを保証することはできない。このため、施工実績をもとに、事後評価として実際の建設コストと地盤リスクとの比較を行い、本研究で提案する地盤リスク評価手法の検証を行う。さらに、これらの検討を通じて、地盤リスクから見た合理的な事前調査手法についての提言を行うことを目的とする。

## 1.3 既往の研究

ここでは、事前調査における地盤条件の不確実性および地盤リスクに関する研究を整理する。事前調査における地盤条件の不確実性については、1990 年代初めから始まる。Kellerhals<sup>9)</sup>は、スイスアルプスのトンネルにおいて地質が良いと判断して作成した地質断面図（楽観的診断）、悪いと判断して作成した地質断面図（悲観的診断）の 2 通りを示すことにより不確実性を表現した。また、Einstein et al.<sup>10)</sup>は、トンネル施工における地盤条件の不確実性に着目し、それにより建設コストが変動することの重要性を説明している。そのなかで、建設コストを平均値だけでなく、その変動幅をもって評価することが必要であると述べ、トンネル工事の意思決定およびリスク解析を行うための支援ソフト DAT（Decision Aid Tunneling）を開発した。アメリカにおいては、地盤条件の不確実性に起因する施工段階における設計変更に関する係争が絶えず、地質に関するリスク分担があいまいであったことから、Geotechnical Baseline Report(GBR)が個別案件ごとに作成されはじめている。GBR とは、地盤調査結果に基づき、対象地盤の状況について発注者（に依頼されたコンサルタント）が現実的かつ合理的な解釈を示したものであり、GBR に記載された内容が発注者と請負者のリスク分担の基準として取り入れられている<sup>11)</sup>。GBR については、ASCE によりガイドライン<sup>12)</sup>が作成され、その適用が広がりつつある。この他に、海外における地盤条件の不確実性評価に関する研究事例については、全国地質調査業協会連合会<sup>13)</sup>が詳しくまとめている。そのなかで、「欧米においては、事前に地質リスク（本研究における地盤リスクに相当）情報を提示することで、リスクコミュニケーションを図っている事例が多い」としており、調査過程の不確実性という観点からのリスクについては定量的に扱っていない。

日本においては、近藤<sup>14)</sup>が地質情報には不確実性が含まれていること、およびそれが施工に

重大な支障をきたすことを実際のトンネル事例を挙げて検討を行っている。そのなかで、不確実な地質情報への対応策として悲観的および楽観的な予測による評価方法について言及している。また、トンネル工事におけるリスク要因を把握するための地質調査の的中精度を高めるために、帰納的最適化地質調査法を提案している。ただ、そのための具体的な方策については示されていない。調査結果の不確実性については、大津ら<sup>5),15)~18)</sup>が、地球統計学手法により地盤条件の不確実性に起因する建設コストの変動リスクを確率分布として表現した。大津らの一連の研究のなかで、山岳トンネルの地山評価における不確実性については、海外の地下発電所の放水路トンネル建設プロジェクトを対象に、地球統計学手法の1つであるインディケータ・クリギングを用いて建設コストの変動リスクについて検討を行っている<sup>15)~17)</sup>。これらの研究では、探査トンネルの切羽およびボーリングデータから求めた RMR 値を用いて、インディケータ・クリギングにより推定した放水路トンネル位置における RMR 値をもとに地山評価を行い、さらに建設コストの変動リスクの算出を行っている。ただ、日本の山岳トンネルでは、全長数 km に及ぶトンネルにおいても実施されるボーリング調査は数本程度であり、情報として不確実性の高い地表地質踏査や物理探査の結果をもとに地山評価を行うことが一般的である。このため、大津ら<sup>15)~17)</sup>の研究で用いられた地球統計学手法をそのままの適用は困難である。この問題に対して、坂井<sup>19)</sup>および大津ら<sup>20)</sup>は、地球統計学手法の1つである外生ドリフト・クリギングとコア評価点<sup>21)</sup>を用いた地山評価を行う手法を開発した。酒井<sup>22)</sup>は、坂井<sup>19)</sup>および大津ら<sup>20)</sup>の研究をさらに発展させ、トンネル掘削において問題となる亀裂について、亀裂ネットワークを使い、トンネル切羽に現れる亀裂の大きさと密度の算出し、亀裂を考慮した地山評価を試みている。この研究では、地山評価における不確実性ととも、坂井<sup>19)</sup>および大津ら<sup>20)</sup>の研究では考慮されなかった弾性波速度の不確実性も考慮されている。ただ、弾性波速度から地山評価を行う際の不確実性は考慮されておらず、不確実性の評価としては十分なものとはなっていない。

## 1.4 本論文の構成

本論文の構成は全8章からなる。図1.4に本論文のフローを示す。

**第1章**では、本研究の背景と目的、既往の研究成果について述べている。

**第2章**では、山岳トンネルの事前調査における地山評価と実際の地山性状との乖離について、既往の文献を整理している。また、事前調査における地山評価の不確実性という観点からみた事前調査の課題を整理している。

**第3章**では、本研究で取り扱うリスクの基本概念、およびその概念と地盤リスクとの関連性について、金融工学におけるリスクと比較しながら、その特質を取りまとめている。

**第4章**では、本研究において「予見できない地盤条件」に起因する地盤リスクを、定量的に評価するために適用する各種地球統計学手法を示すとともに、その結果に対して金融工学分野において用いられているリスクの概念を援用し評価する手法について取りまとめている。

**第5章**では、現状で最も一般的に用いられている「地山分類表」を判定基準とし、提案する評

価手法を実際の山岳トンネル建設プロジェクトに適用した場合のリスク評価結果を示し、実証的に本評価手法の有効性を示している。

**第6章**では、新たな判定基準として「コア評価点を用いた地山評価」を用いて、提案する評価手法を実際の山岳トンネル建設プロジェクトに適用した場合のリスク評価結果を示し、この基準を適用することの有効性について示している。

**第7章**では、本研究で提案した地盤リスク評価に関する検討結果に基づき、今後の山岳トンネルの合理的な事前調査方法についての提言を与えている。

**第8章**では、結論と今後の展望について取りまとめている。

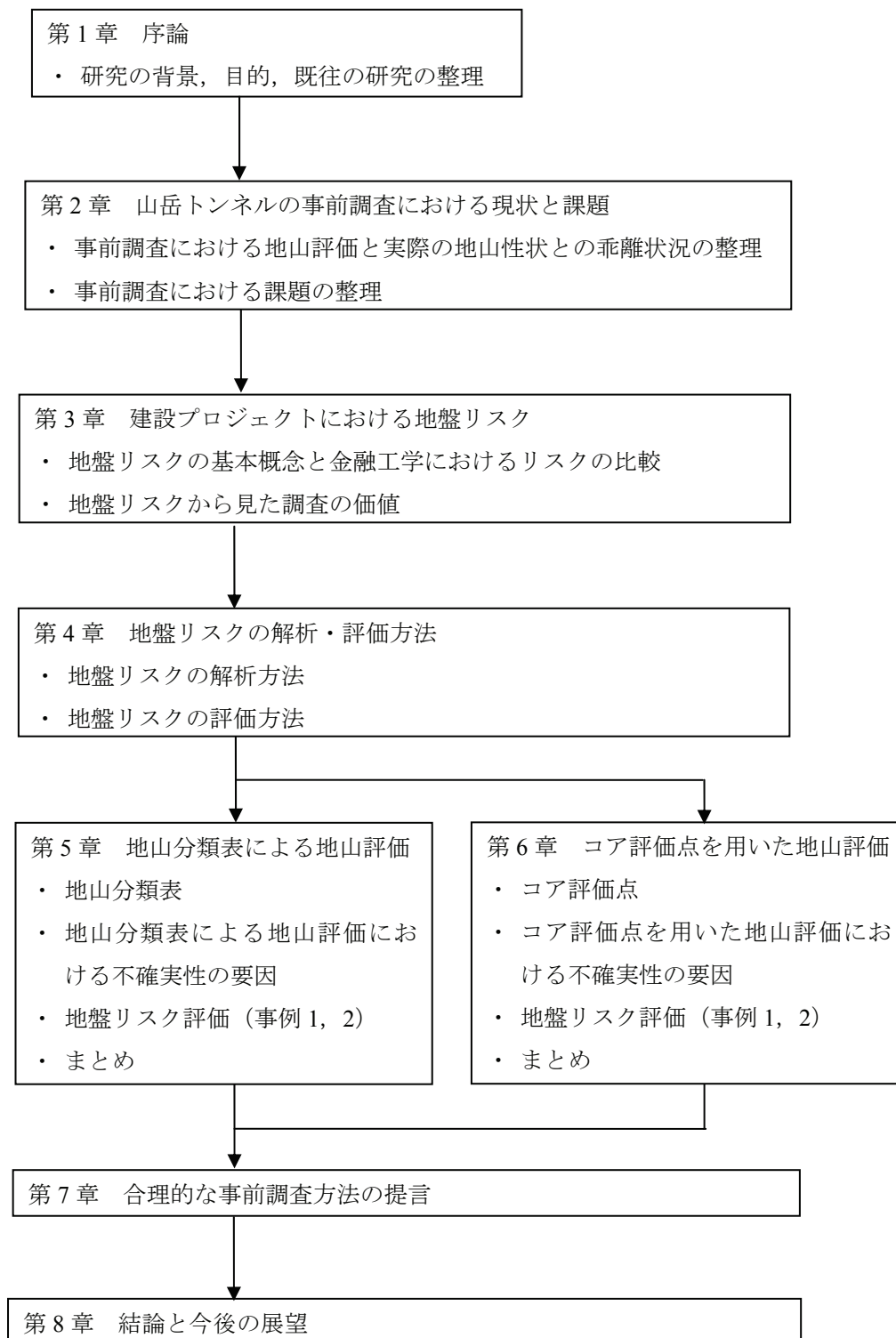


図 1.4 研究のフローチャート

## 第2章 山岳トンネルの事前調査における現状と課題

---

### 2.1 事前調査の現状

山岳トンネルの事前調査では、一般にボーリング調査、地表地質踏査、屈折法弾性波探査をはじめとする各種物理探査が実施される。ボーリング調査については、両坑口付近では実施されるが、両坑口付近を除く一般部については、全長数 km に及ぶトンネルでも数本が実施される程度である。これは、山岳トンネルが地下深部に構築される構造物であり、地表からのボーリング掘削深度が数百 m に及ぶため、1 本当たりの調査コストが高くなり、経済的制約により調査数量が限られるためである。その結果、断層破碎帯などの掘削上とくに問題となる地山部分を除くと、ボーリング調査はほとんど実施されないのが現状である。代わりに、地表地質踏査や屈折法弾性波探査に代表される物理探査といった間接的に地山性状を把握する手法に頼らざるを得ない。このため、山岳トンネルにおいては、事前調査により得られる地盤条件には大きな不確実性が内在すると考えられる。これに対し、都市トンネルにおいては、土被りがそれほど大きくなく、しかもボーリングマシンの搬入が比較的容易ということもあり、数百 m 間隔でボーリング調査が実施される。これにより、多くの地点で地盤性状を直接確認できることから、山岳トンネルの事前調査と比べると、はるかに地盤条件の不確実性は小さい。同じトンネル事前調査ではあるが、山岳トンネルと都市トンネルでは、得られる地盤条件の不確実性が大きく異なる。

上述のように、山岳トンネルの事前調査では、地表地質踏査や物理探査手法のように、間接的に地山性状を把握する手法に頼らざるを得ない。このため、設計においては、解析的手法の適用に耐えうるだけの精度で、外力およびトンネル構造物の構成材である岩盤の力学特性を把握することができない。このようなことから、山岳トンネルの支保工や覆工の設計では、地山分類を行い、それに対応する標準設計を適用することが多く、断面力の算定といった計算手法が用いられることは少ないのが現状である。

## 2.2 事前調査における設計と実際の支保パターンとの乖離

事前調査における設計と実際の支保パターンとの乖離については、数多く研究・分析されている。たとえば、乖離量の分析については、文献 23～29、その原因の分析については、文献 6～8、23～30 が挙げられる。ここでは、事前調査における設計と実際の支保パターンとの乖離について、文献 23 のデータをもとに整理する。

### (1) 分析事例 1（原出典は文献 24）

旧日本道路公団が建設した山陽・九州・四国・北陸・長野の各自動車道路トンネル 37 本、総延長 41.6km を分析したものである。表 2.1 および図 2.1 に設計時と施工時の地山等級の比較を示す。なお、山岳トンネルにおける支保工の設計においては、地山分類（地山等級）に応じた標準的な支保パターンを適用するのが一般的であり、地山等級と支保パターンはほぼ一致する。表 2.1 および図 2.1 では、事前設計と実績支保パターンとの比較において、同じを「一致」、支保増を「下位側」、支保減を「上位側」としている。以下に、事前設計と実績支保パターンとの乖離についての分析結果をまとめる。

- ① 「一致」が 26～54%、「下位側」が 34～66%、「上位側」が 5～20%である。ほぼ半数以上で変更が行われ、「下位側」への変更が多い。
- ② 「一致」は、地質別では、粘板岩と花崗岩が 53～54%と大きく、凝灰角礫岩と泥岩で 42%、片岩および砂岩頁岩互層で 26～36%と小さい。ただし、粘板岩は他の研究例では一致率が小さい例もあり、一般的な傾向とは言えない。

表 2.1 設計時と施工時の地山等級の比較 <sup>24)</sup>

	上位側(%)	一致(%)	下位側(%)
片岩	9	26	66
粘板岩	14	53	34
花崗岩	6	54	40
凝灰角礫岩	20	42	39
砂岩頁岩互層	7	36	57
泥岩	5	42	53

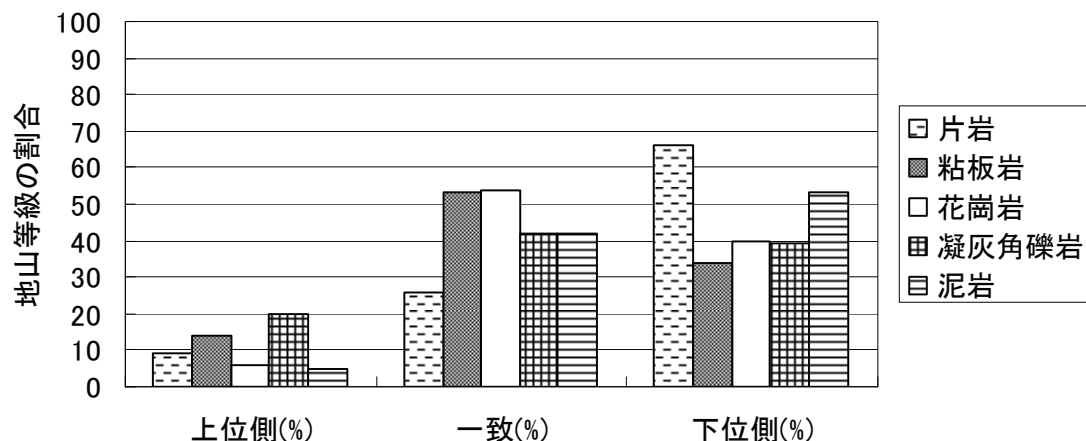


図 2.1 設計時と施工時の地山等級の比較 (表 2.1 をもとに作成)

## (2) 分析事例 2 (原出典は文献 25)

旧日本道路公団広島建設局管内の高速道路トンネル 32 本，総延長 22.1km を分析したものである。表 2.2 に調査トンネルでの調査延長距離と支保パターン，表 2.3 に支保パターンごとの換算変更率を示す。表 2.4 には 2 段階以上の変更に関する換算変更率の総和を示す。ここで，換算変更率とは次のように定義されている。

$$\text{換算変更率(\%)} = \frac{\text{事前設計時各支保パターンごとの施工支保パターン距離}}{\text{事前設計時各支保パターンごとの延長距離}} \times 100 \quad (2.1)$$

分析結果の概要は，以下の通りである。

- ① 表 2.2 に示すように，変更率は花崗岩で 9～89% で平均 42%，粘板岩で 25～70% で平均 62%，片岩で 4～89% で平均 66% である。
- ② 表 2.3 に示すように，全岩種で鋼製支保工を用いない上位支保パターン (A・B・C I) の変更率が大きく，粘板岩および片岩の変更率は 74～100% で，その大部分が下位側への変更である。
- ③ 表 2.4 に示すように，粘板岩および片岩は，上位支保パターンが 2 ランク以上変更される割合が高く，事前調査・設計の信頼性はあまり高くない。

表 2.2 調査トンネルでの調査延長距離と支保パターン<sup>25)</sup>

	花崗岩トンネル			粘板岩トンネル			片岩トンネル		
	総延長	変更長	変更率	総延長	変更長	変更率	総延長	変更長	変更率
1	782	139	17.8	1349	809	60.0	580	381	65.7
2	813	130	16.0	1360	914	67.2	690	341	49.4
3	619	204	33.0	415	161	38.8	420	372	88.6
4	805	398	49.4	376	95	25.3	492	422	85.8
5	1011	795	78.6	1381	963	69.7	363	74	20.4
6	1020	765	75.0	1766	1209	68.5	304	13	4.3
7	585	522	89.2				1001	788	78.7
8	558	344	61.6				1053	913	86.7
9	316	136	43.0				231	89	38.5
10	366	101	27.6				295	170	57.6
11	612	199	32.5						
12	879	170	19.3						
13	875	178	20.3						
14	758	69	9.1						
全	9999	4150	41.5	6647	4151	62.4	5429	3563	65.6

表 2.3 支保パターンごとの換算<sup>25)</sup>

支保	花崗岩トンネル			粘板岩トンネル			片岩トンネル		
	下位側	上位側	総合	下位側	上位側	総合	下位側	上位側	総合
A	50.5	—	50.5	100.0	—	100.0	—	—	—
B	43.7	0.1	43.8	80.9	0.0	80.9	99.5	0.0	99.5
C I	42.6	25.6	68.2	74.2	1.5	75.7	100.0	0.0	100.0
C II	8.2	7.7	15.9	29.1	29.2	58.3	26.5	3.7	30.2
D I	11.0	25.0	36.0	6.3	41.0	47.3	2.6	34.8	37.4
D II	—	16.3	16.3	—	16.9	16.9	—	24.5	24.5

表 2.4 2段階以上の変更に関する換算変更率の総和<sup>25)</sup>

支保	換算変更率(%)		
	花崗岩	粘板岩	片岩
A	15.3	82.1	—
B	22.1	48.5	96.3
C I	6.9	36.7	100.0
C II	5.5	21.1	11.8
D I	0.7	11.5	10.5
D II	0.0	12.5	0.0



### (3) 分析事例（原出典は文献 26）

旧日本道路公団が平成 9 年度以降に施工した 2 車線道路トンネル 16 本，総延長 8.4km を分析したものである．分析結果を図 2.2 および図 2.3 に示す．ここで，「0」は事前調査支保パターンと実績支保パターンが一致，「-1」は 1 ランクの支保減，「+1」は 1 ランクの支保増を示す．分析結果の概要は，以下の通りである．

- ① 深成岩類の施工支保パターンは，事前設計支保パターンと「一致」または「支保減」の変更率が多い．これに対し，堆積岩（第三紀層，中古生層）および変成岩では「支保増」への変更率（50～68%）が多い．
- ② 第三紀層と中古生層の比較では，中古生層の方が「支保増」への変更率が多い．

この分析は，新地山分類表<sup>31)</sup>を適用した事例であるが，前述の 2 研究事例に対して，深成岩類で「一致」「支保減」の比率が増加しているものの，それ以外の岩種では同じように「支保増」の傾向が強いのがわかる．

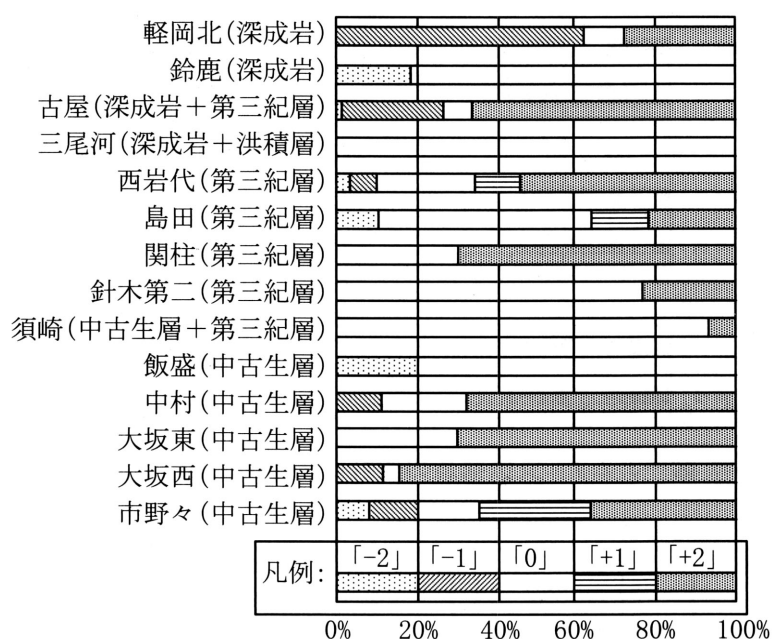


図 2.2 各トンネルの支保パターン変更割合<sup>26)</sup>

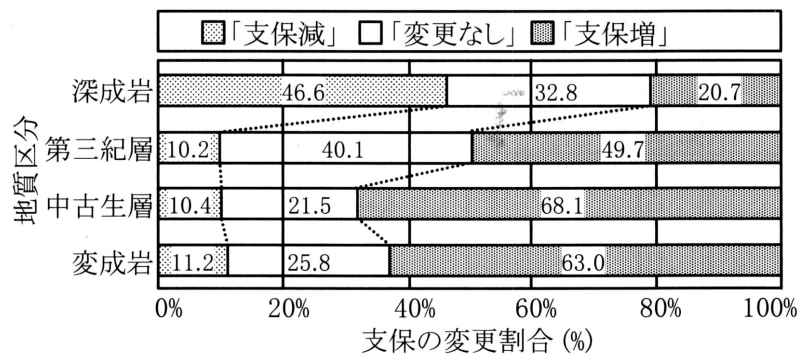


図 2.3 地質別の支保パターン変更割合 <sup>26)</sup>

#### (4) 事前調査・設計における地山評価と実際の地山性状との乖離の傾向

事前設計の支保パターンと実績支保パターンとの乖離は大きく、概ね半数以上のトンネルで発生している。なかでも、下位側への変更が多く、2 ランク以上の変更も多く発生している。地質ごとの分析も行われており、傾向としては花崗岩のような深成岩での一致は比較的高いが、堆積岩や片岩での変更が多いのがわかる。

### 2.3 事前調査における地山評価と実際の地山状況との乖離の事例

ここでは、事前調査結果と実際の地山状況が乖離した事例を示す。図 2.4 の A トンネルは、事前調査結果では鉛直方向の断層を想定したが、掘削時の切羽観察から片理の方向や岩相分布が断層破碎帯の分布方向と同一であることから、向斜形成時の褶曲運動による「地層の水平ズレに伴う破碎帯」と見直された事例である。図 2.5 の B トンネルは、事前調査結果では起点側の緑色岩および終点側のひん岩岩脈の分布範囲を過小評価した例である。

事前調査では、地表地質調査、ボーリング調査、物理探査が実施されるのが一般的である。ボーリング調査は、点（あるいは線）の情報であり、これだけでは地山全体の性状を把握することはできない。また、地表地質踏査は、空間的に点在する露頭という点情報をもとに、地山全体の地質構造を推定するものである。これに対して、物理探査は地山性状を断面的に調査することができる。なかでも、屈折法弾性波探査等で得られる弾性波速度は、山岳トンネルの地山評価手法として定着している地山分類表において、地山評価の 1 項目となっていることから、弾性波速度が地山評価における重要な情報となっている。

しかし、屈折法弾性波探査においては、その探査原理において、上位層の弾性波速度より下位層の弾性波速度の方が速いことを前提としている。このため、上位層より下位層の弾性波速度の方が遅い場合、いわゆる速度の逆転層が存在する場合には、下位層を検出することはできない。これにより、最下層以深の弾性波速度については、以下のような問題がある。

- ①最下層以深に最下層上面の弾性波速度より遅い速度層が存在する場合には、屈折法弾性波探査では検出することができない。
- ②上記①の理由により、最下層上面の弾性波速度しか得ることができないことから、最下層以深の弾性波速度については、鉛直下方に最下層と同じ弾性波速度が連続するものとして解釈される。

さて、前述の A トンネルにおける地山状況の乖離は、図 2.4 の見直し結果に示される中央部付近の 4.4km/s の地層より深部の弾性波速度については、①の理由により 3.5km/s の BS 層を検出することができず、②の理由により鉛直下方に 4.4km/s の速度が解釈されたものと考えられる。また、B トンネルにおける地山状況の乖離については、②の理由により、Gs 層および P 層はほぼ鉛直に分布すると解釈されたものと考えられる。

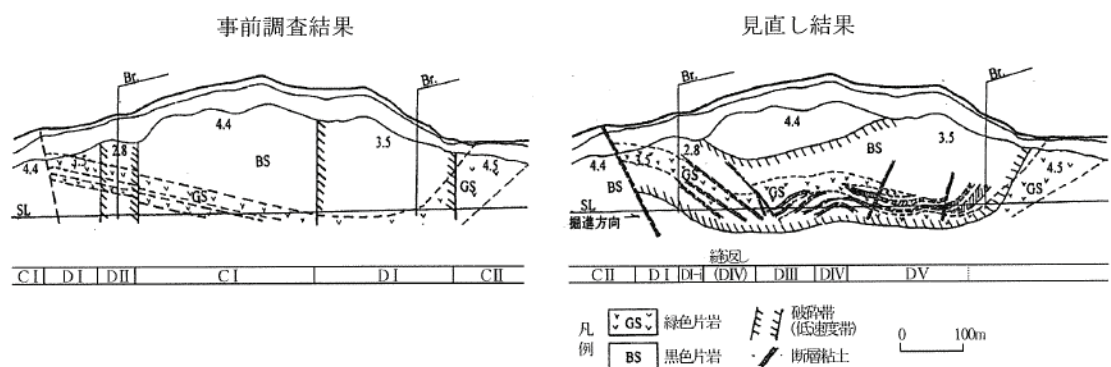


図 2.4 A トンネルの事例<sup>23)</sup>

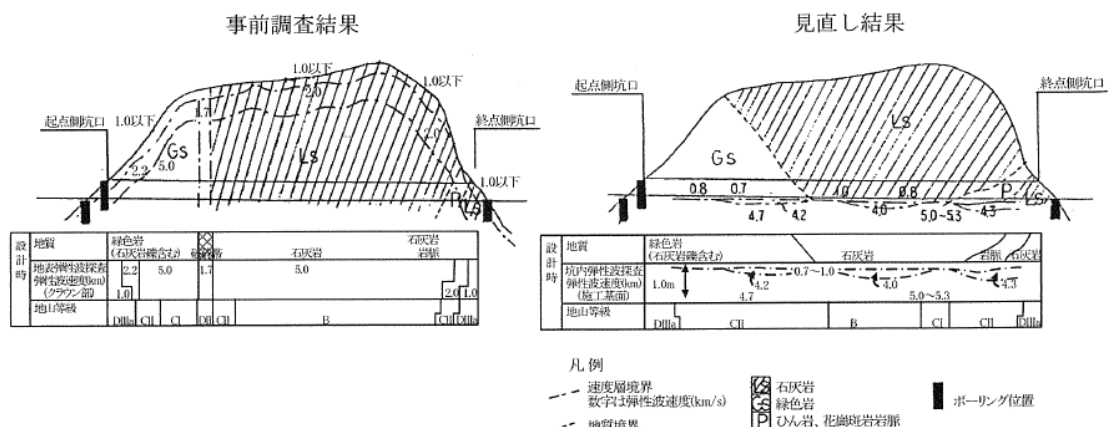


図 2.5 B トンネルの事例<sup>23)</sup>

## 2.4 山岳トンネルの事前調査における問題点

### (1) 事前調査で実施される各調査手法の問題点

事前調査においては、両坑口付近の地質状況およびトンネル掘削上問題となる地質構造を把握することを目的として数本のボーリング調査が実施される。ボーリング調査は点情報であり、ボーリング調査だけではトンネル地山全体の性状を把握することはできない。そこで、トンネル地山の全体の性状を把握するために、地表地質踏査や屈折法弾性波探査をはじめとする物理探査手法が実施される。ここでは、各調査手法の問題点をまとめる。

#### 1) ボーリング調査

土被りが大きいトンネルにおいては、ボーリング掘削コストが高くなるため、経済的制約により、調査数量が限定される。また、得られる情報は点の情報であり、ボーリング調査だけでは地山全体の性状を明らかにすることはできない。

#### 2) 地表地質踏査

点在する露頭から地山の地質を類推することから、図 2.6 に示すように、複数の地質構造が考えられる。その中から、調査を実施した技術者が最も適切と考える地質構造が選択される。なお、露頭の数が少ないほど、多くの地質構造が考えられることとなる。

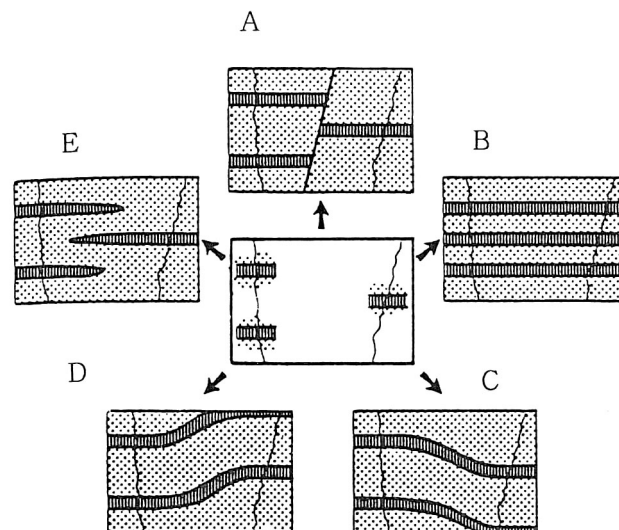


図 2.6 野外データ（中央に示す）から様々な結論が導かれる例<sup>16)</sup>（原出典は坂<sup>32)</sup>）

### 3) 屈折法弾性波探査

図 2.7 に示すように、地層境界において弾性波が屈折し、地表に弾性波が戻ってくるためには、探査の原理上、上位層の弾性波速度より下位層の弾性波速度の方が速くなければならない。このため、屈折法弾性波探査の解析では、上位層より下位層の弾性波速度の方が速いことを前提としている。この条件を満たさない地質構造については、屈折法弾性波探査では検出することができない。その例を図 2.8 に示す。図 2.8(1)には、中間層  $V_2$  が、その下位層  $V_3$  より速い場合である。この場合、 $V_3$  層は上記の理由により検出されず、 $V_1$  と  $V_2$  の 2 層構造として解析されてしまう。図 2.8(2)は、同様に  $V_2$  層は上位の  $V_1$  層より遅いため、 $V_1$  層のみの 1 層構造として解析されてしまう。

また、最下層以深の弾性波速度については、最下層の弾性波速度が鉛直下方に続くものとして解釈される。これらの限界による問題点は前述の図 2.4 および図 2.5 の 2 つの事例で示した通りである。

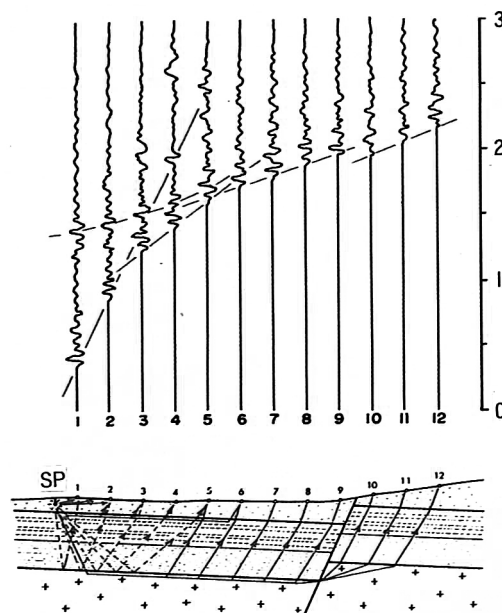
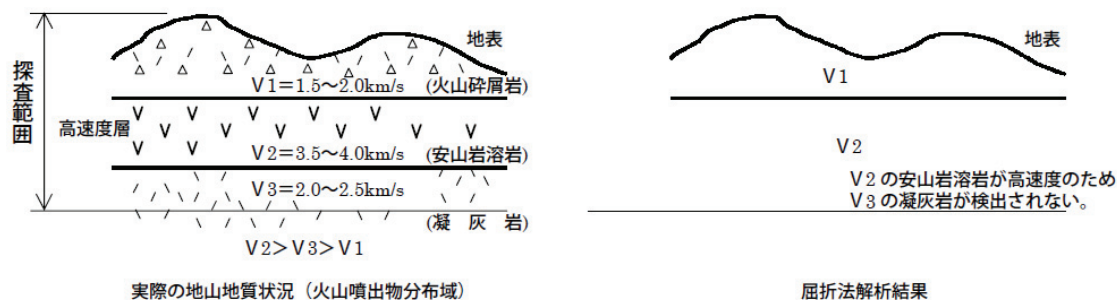


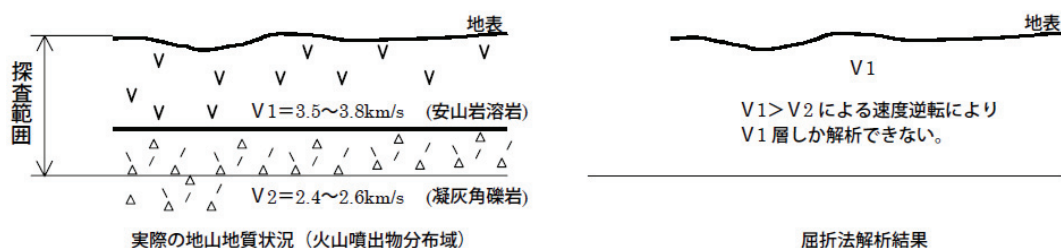
図 2.7 屈折法の探査原理<sup>33)</sup>

発破点から放射される弾性波は、直接波・反射波・屈折波として受振点に達する。表層より下層の弾性波速度が速いとき、ある距離以上はなれた受振点では屈折波が最も速く到達する波（初動）として観測される。初動到達時間である走時を発破点からの距離でプロットした走時曲線から地下構造がわかる。





(1) 中間に相対的な高速度層が分布する場合に下位層は検出されない



(2) 相対的な高速度層が浅部に分布する場合に下位層は検出されない

図 2.8 屈折法弾性波探査が適用しにくい地質の例<sup>34)</sup>

## (2) 地山分類表における課題

日本においては、地山評価は地山分類表により行われるのが一般的である。地山分類表では、地質（岩石グループ）、弾性波速度、地山の状態（岩質、水による劣化、不連続面の間隔、不連続面の状態）、ボーリングコアの状態などにより行われる。地表地質踏査は露頭という点情報を空間的に展開して地質構造の推定が行われる。ボーリング調査は点の情報であり、それだけでは地山全体の性状を把握することができない。これに対し、屈折法弾性波探査では、地山全体の弾性波速度が得られる。このため、地山評価においては弾性波速度が主要な情報となっている。ところが、屈折法弾性波探査により得られる弾性波速度は、初期応力状態の物性値であり、切羽という応力解放状態における掘削性を示すものではない。このため、地質状況を考慮して、弾性波速度により判定される地山分類を低減させて地山評価が行われる。その例を図 2.9 に示す。この図は、花崗岩、片岩、凝灰角礫岩を主とする各 6 本程度のトンネルについて、弾性波速度、事前設計、施工結果において判定された地山等級である。同図によると、弾性波探査によって求められた地山等級（弾性波速度から地山等級への変換は、旧道路公団地山分類表<sup>31)</sup>による）が地質・設計技術者の判断により下位に変更され、さらに施工時に施工技術者により変更が加えられている。どの程度弾性波速度による地山評価を変更するかについては、地表地質踏査やボーリング調

査などの調査の質・量と技術者の技術力に依存する。これが、中川ら<sup>8)</sup>が指摘する技術者の個人差による地山評価の違いを生む原因と考えられる。

城間ら<sup>26)</sup>は、屈折法弾性波探査により得られる弾性波速度から、応力解放状態の地山性状を評価する試みとして、トンネル坑壁における弾性波速度の測定事例を集計し、屈折法弾性波探査結果と比較することにより、地質ごとの応力解放状態における弾性波速度の低減量を提案している（表 2.5 および図 2.10）。なお、表 2.5 に示す坑壁弾性波探査とは、坑壁で実施された屈折法弾性波探査であり、解析により堅岩部からの屈折波を分離することにより坑壁を伝播する弾性波速度を調査するものである。一方、簡易弾性波探査とは、起振点と受振点との距離と伝播時間から弾性波速度を算出するものであり、堅岩部からの屈折波を分離することができない。このため、坑壁の弾性波速度としては、坑壁弾性波探査の方が探査精度は高いと考えられる。

上記のように、切羽における応力解放状態の弾性波速度を推定する試みがなされているが、現在のところ、応力解放状態における弾性波速度に基づく地山分類表は作られていない。したがって、弾性波速度により判定される地山等級を、どの程度不良側に変更するかについて、定量的に示すことが課題となっている。

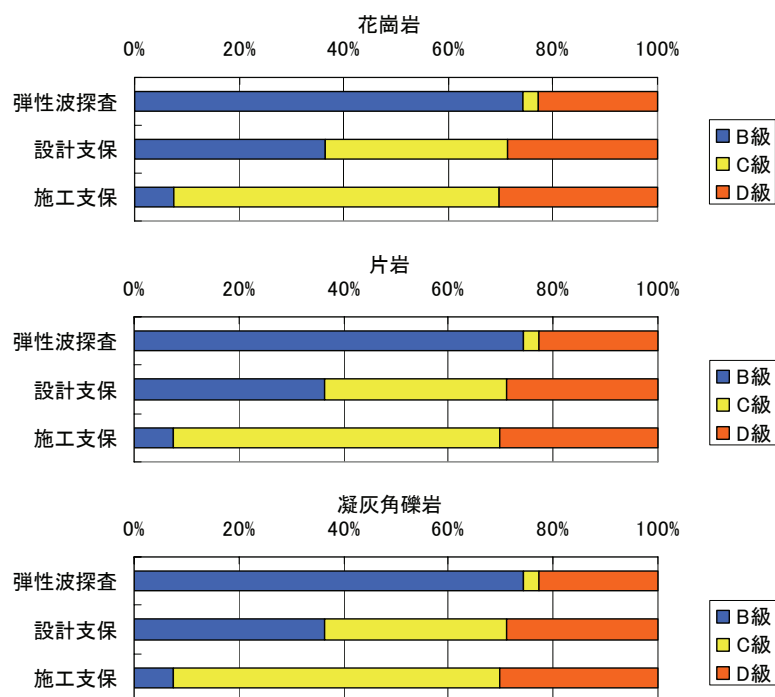


図 2.9 弾性波探査結果，設計支保，施工支保における岩級区分  
(文献 29 の図から読み取り作成)

表 2.5 地質別速度低減率<sup>※1 26)</sup>

坑壁弾性波探査

	速度低減率		
	平均- $\sigma$	平均	平均+ $\sigma$
深成岩	0.66	0.52	0.38
第三紀層	0.71	0.58	0.46
中古生層	0.77	0.63	0.50
変成岩	0.46	0.46	0.46

簡易弾性波探査

	速度低減率		
	平均- $\sigma$	平均	平均+ $\sigma$
深成岩	0.74	0.64	0.55
第三紀層	0.80	0.77	0.74
中古生層	0.87	0.77	0.67
変成岩	—	—	—

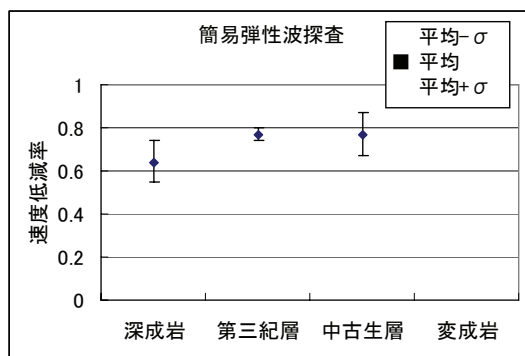
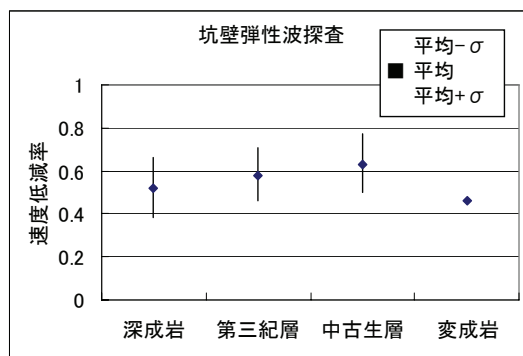


図 2.10 地質別速度低減率<sup>26)</sup>

※1 速度低減率：トンネル掘削により発生したゆるみ部の弾性波速度値 ( $V_{p1}$ ) と健全部の弾性波速度値 ( $V_{p0}$ ) の比 ( $V_{p1}/V_{p0}$ ) を  $\kappa$  (速度低減係数) として、「 $1-\kappa$ 」を「速度低減率」とする。



## 第3章 建設プロジェクトにおける地盤リスク

---

ここでは、大津による一連の研究<sup>5),17),18),35)</sup>をもとに、地盤リスクの基本概念、金融工学におけるリスクとの関連、地盤リスクからみた調査の価値について述べる。

### 3.1 地盤リスクの基本概念<sup>5), 18), 35)</sup>

#### (1) 地盤リスクの定義

リスクという言葉は、もともと経済の分野で用いられてきたものである。現在ではリスクは様々な分野で使われるようになり、武井<sup>36)</sup>によれば、以下のような意味で使用されている。

- ・ 損失の可能性
- ・ 損失の確率
- ・ 損失の状態（ペリル）
- ・ 危険な状態（ハザード）
- ・ 損害や損失に曝されている財産・人
- ・ 潜在的な損失
- ・ 実際の損失と予想した損失の変動
- ・ 不確実性

工学の分野では、リスクは損失の可能性、あるいは損失の確率として用いられることが多い。これに対して、本研究では、事前調査で予測される建設コストを期待値とし、その期待値からのはずれ量（施工段階における追加建設コスト）をリスクとして扱う。

#### (2) 金融工学分野におけるリスクとの比較

期待値からのはずれ量をリスクとする考え方は、金融工学分野で良く用いられているリスクの概念である。

なお、金融工学におけるリスクとは、図 3.1 に示すように、時間軸上で複雑に変化し、その挙動予測が極めて困難な値が有する可能性を対象としたものである。その代表的な例が株価である。これに対して、地盤リスクとは、対象地盤の複雑な空間的变化に基づくものであり、時間変化を伴うものではない。このため、理論的には調査を対象地盤全体に詳細に実施することによりリスクをなくすことが可能である。図 3.2 は調査の進展と地盤リスクの変化を概念的に示したもので

ある。地盤物性に関する情報量が増加するにつれ、地盤リスクは低下することを示している。ただ、事前調査段階（図中に示す実施設計段階）で把握できる地盤物性に関する情報量には限界があるため、事前調査段階では地盤リスクは残存してしまう。地盤リスクは、施工完了時においてゼロとなる。

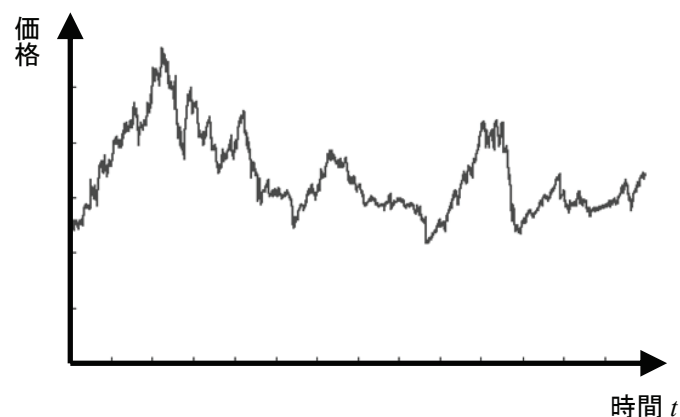


図 3.1 金融デリバティブの価格推移（模式図）<sup>18)</sup>

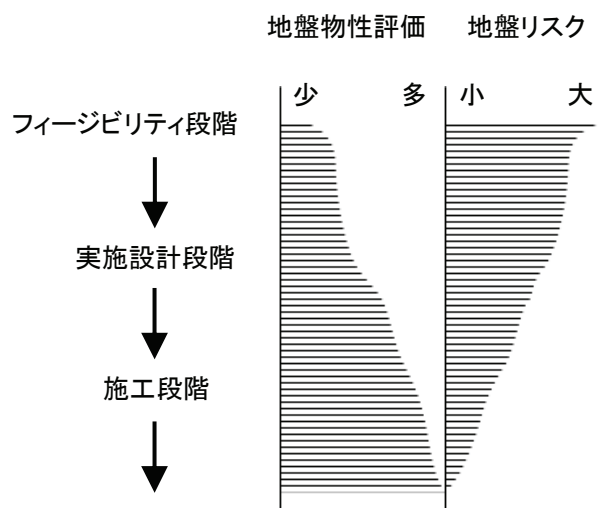


図 3.2 調査の進展と地盤リスクの概念図（文献 15 を加筆修正）

## 3.2 金融工学理論から見た建設プロジェクトにおける地盤リスク<sup>5)</sup>

金融工学の分野では、リスクは期待値からのはずれ量として定義されることが一般的である。具体的には、確率分布を示す指標である標準偏差  $\sigma$ （分散  $\sigma^2$ ）、VaR（Value at Risk）<sup>37)</sup>などが用いられる。

たとえば、図 3.3 a)に示すように、異なる 2 種類の金融商品  $X_1$  および  $X_2$  の予想価格の分布がそれぞれ  $N(\mu_1, \sigma_1)$  および  $N(\mu_2, \sigma_2)$  の正規分布に従うと仮定する。この場合における標準偏差をリスクと設定すると、 $X_1$  および  $X_2$  は図 3.3 b)に示すようにリスクー期待値平面上での 2 点として表示される。金融工学分野における期待値はリターンと称されるため、図 3.3 b)に示す事例では、 $X_1$  はローリスク・ローリターンな商品、および  $X_2$  はハイリスク・ハイリターンな商品と解釈される。すなわちリスクという指標を用いることで、ある事象が期待値からどれだけばらつきを有するものであるかを定量的に評価することができる。

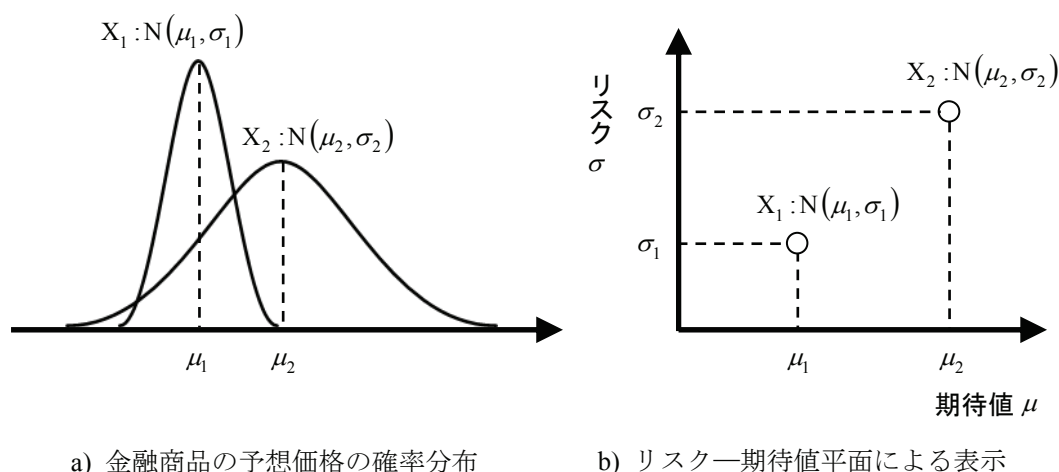


図 3.3 金融工学分野におけるリスク<sup>5)</sup>

金融工学分野で様々な株式に分散投資する事で、期待収益に対するリスク最小化を図ることを目的としてポートフォリオ理論が用いられている。数学的には、リターン一定の下でのリスク最小化問題と定義されるため、式(3.1)および式(3.2)のように定式化される<sup>37)</sup>。

$$\min \sigma^2(s_1, s_2, \dots, s_n) = \min \sum \sum s_i s_j \text{Cov}(\xi_i, \xi_j) \quad (3.1)$$

$$\mu_p = \sum \mu_i s_i \quad (3.2)$$

ここに、 $(s_1, s_2, \dots, s_n)$ は各資産の資産比率、 $\sigma^2(s_1, s_2, \dots, s_n)$ はポートフォリオ $(s_1, s_2, \dots, s_n)$ の収益率分布に関する分散、 $\mu_i$ は資産  $i$  の期待収益率、 $\mu_p$ はポートフォリオの期待収益率およ

び  $\text{Cov}(\xi_i, \xi_j)$  は 2 つの資産  $i$  と資産  $j$  の間での収益率の共分散を表わす。

ここで、上記の理論に関する議論を簡素化するため、2 つの資産を対象とした場合のポートフォリオ理論に基づくリスク分析について、以下に概説する。

まず、2 つの資産  $X_1, X_2$  の変動特性が、それぞれ以下に示すような平均  $\mu$ 、標準偏差  $\sigma$  を有する正規分布をするものと仮定する。

- ・ 資産  $X_1$  の分布特性 :  $N(\mu_1, \sigma_1)$
- ・ 資産  $X_2$  の分布特性 :  $N(\mu_2, \sigma_2)$

ここで、2 つの資産によりポートフォリオを形成する場合での資産の組合せ比率を  $(1-\alpha, \alpha)$  とすると、そのポートフォリオの平均  $\mu_p$  および分散  $\sigma_p^2$  は、それぞれ次式のように表わされる。

$$\mu_p = (1-\alpha)\mu_1 + \alpha\mu_2 \quad (3.3)$$

$$\sigma_p^2 = (1-\alpha)^2 \sigma_1^2 + \alpha^2 \sigma_2^2 + 2\rho\alpha(1-\alpha)\sigma_1\sigma_2 \quad (3.4)$$

ここに、 $\rho$  は 2 つの資産間の変動に関する相関係数を表し、-1 から +1 の間の値となる。

式(3.3)および式(3.4)に示す関係式において、5 つの相関係数  $\rho = -1.0, -0.5, 0.0, 0.5, 1.0$  に対して、それぞれ組合せ比率  $\alpha$  を 0 から 1 まで変化させた場合の、リターンとリスクの関係は、図 3.4 の模式図のように表される。なお、図 3.4 に示した関係において、図中の AB より下の領域は、式(3.4)および式(3.5)に示す関係より理論的には算定されるものであるが、同じリスクに対して小さいリターンを与えるものとなるため、実際の投資では意味の無いものである。

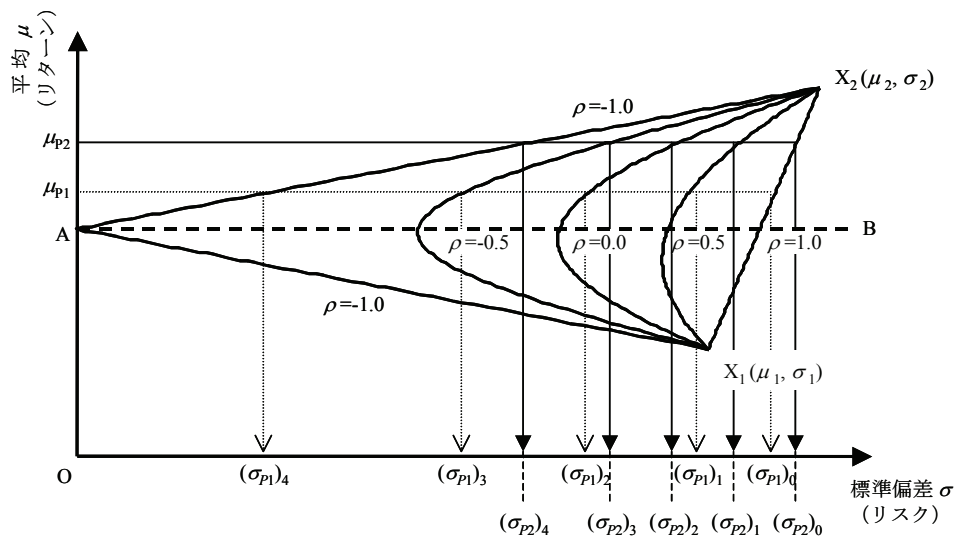


図 3.4 2 つの資産に対するポートフォリオの変動特性<sup>5)</sup>

図 3.4 に示すポートフォリオのリターン・リスク関係は、以下のように要約される。

- A) 2つの資産間の相関係数 $\rho$ が減少するに連れて、リターンとリスクの関係は変化する。
- B) 所定のリターン $\mu_{p1}$ を設定した場合に、相関係数 $\rho$ が小さい資産を組み合わせることにより、図中の $(\sigma_{p1})_0$ から $(\sigma_{p1})_4$ の関係に見られるようにリスクは減少する。つまり、この関係が、投資を分散させることで、危険分散を図ることに相当する。
- C) 期待するリターンを $\mu_{p1}$ から $\mu_{p2}$ に上昇させると、図中の $(\sigma_{p1})_i$ と $(\sigma_{p2})_i$ の関係に認められるように、いずれの相関係数 $\rho$ の場合にもリスクは増加する。つまり、この関係は、投資における、ハイリスク・ハイリターン、ローリスク・ローリターンの関係を表わすことに相当する。

以上の結果より、ポートフォリオにおいて最も重要な事項は、投資家がどのように「所定のリターンレベル」を設定するかに加えて、「組み合わせる資産間の相関性」をどのように評価するかという課題に集約されることが明らかとなる。

以上の議論は、2つの資産に対するものであり、次に式(3.1)および式(3.2)に示すように、多数の資産を組み合わせた場合に、ポートフォリオのリスクがどのように変化するかについて解説を加える。この資産数とリスクの関係は、図 3.5 に示す模式図を用いて、以下のように説明される。すなわち、図 3.4 の模式図に示したように、2つの資産を組み合わせることで、そのポートフォリオのリスクは、資産間の変動が完全相関でない限りは、単一資産が有するリスク（以下 Unique Risk と称す）よりも低減される。同様の数学的根拠により、様々な資産を組み合わせることにより、図 3.5 に示すようにポートフォリオのリスクは更に低減し、ある一定値に収束する。この収束値は、金融市場全体が有するリスク（以下 Systematic Risk と称す）に相当するものである。

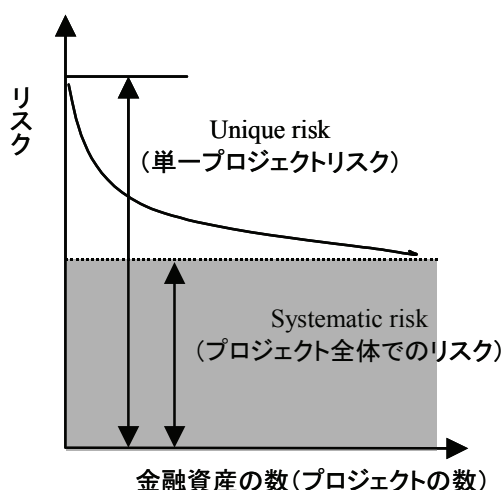


図 3.5 プロジェクト数とリスクの関係（模式図）<sup>38)</sup>

なお、図 3.4 に関する説明で述べたように、図 3.5 に示す関係は資産間の相関関係（式(3.1)での共分散  $\text{Cov}(\xi_i, \xi_j)$  の項と等価）が、無相関である場合にも成立つ。

次に、従来の建設プロジェクトにおける地盤リスク対応と、ポートフォリオ理論との関連性について述べる。まず、図 3.5 に示すように、金融資産の数を公共団体等の発注者が同時に保有する建設プロジェクトの数と置き換えるものとする。この場合には、発注者が保有する建設プロジェクト毎に、図 3.5 の説明で述べた各資産と同様に、それぞれ異なる期待値（期待建設コスト）とリスクを有しているものと解釈される。なお、ここでの個々のリスクとは、具体的にはトンネル工、斜面工、橋梁基礎工等の工法あるいは、プロジェクトが実施される地域毎に、想定される不確実性の度合が異なることを意味する。また、ポートフォリオでの各資産に対する投資比率は、プロジェクト毎の請負金と、その発注者の全請負金額に占める比率に相当する。

このような仮定条件の下では、従来のように一つの発注者が、多くの建設プロジェクトを同時に実施する場合には、図 3.5 に示すように発注者が被るプロジェクト全体でのリスクは、プロジェクト数の増加に伴い低減されて、結果的にはポートフォリオ理論での収束値となる **Systematic Risk** に相当していたものと解釈される。したがって、発注者の出費増となる追加調査を行うインセンティブは発生しなくなる。

これに対して、PFI 方式でのオーナー会社は SPC（Special Purpose Company）と呼ばれるように単一プロジェクトを扱うこと、あるいは今後公共団体等が発注するプロジェクト数が減少することを想定すれば、地盤リスクを有するプロジェクトでは、従来と異なり図 3.5 に示す **Unique Risk** に曝される危険性が高くなる。このため、地盤リスクを定量的に評価することに加えて、追加調査を実施することによるリスク低減の投資対効果について議論することの重要性が高くなるものと考えられる。

### 3.3 調査の価値に関する考察<sup>5), 17)</sup>

本節では、地盤リスクの低減という観点から、調査の価値について考察する。

建設請負契約が成立した時点での建設プロジェクトにおける、そのプロジェクトを実施することにより、発注者が建設により受ける便益 $B_O$ および、請負者の利益 $B_C$ は、それぞれ次式に示すように定義される。

$$B_O = V - (C_p + I_O) \quad (3.5)$$

$$B_C = C_p - (C + I_C) \quad (3.6)$$

ここで、式(3.5)、式(3.6)に含まれる各変数は、それぞれ以下のように定義される。

- A)  $V$ は建設プロジェクトを実施することにより得られる効用を貨幣価値で表した社会的便益を表す。
- B)  $C_p$ は、発注者と請負者の間で締結される建設プロジェクトの請負契約金額を表す。
- C)  $I_O$ は、建設請負契約金額を除く、地盤調査費および土地取得費等の当該プロジェクトのためのみに必要となる発注者の支出額を表す。
- D)  $C$ は、請負者が当該プロジェクトを遂行するために要する建設コストを表す。
- E)  $I_C$ は、入札準備費等の当該プロジェクトのためのみに必要となる請負者の支出額を表す。

なお、上記の変数の内、請負者の要する建設コスト $C$ は、本研究で主眼とする地盤リスク等の影響を受けるため、小林ら<sup>39)</sup>が指摘しているように、請負契約成立段階では不確定量であるとともに、本来発注者と締結される請負契約に基づき算定されるものであるため、請負契約金額 $C_p$ と連動するものである。

ここで、建設プロジェクトの実施に伴い、地盤リスクにより、請負者の負担する建設コストが $\Delta C$ だけ増加し、それに伴い請負価格が $\Delta C_p$ だけ変動したと仮定する。上記の仮定条件の下で、発注者の得る便益 $B_O$ および請負者の得る利益 $B_C$ は、それぞれ次式のように変動する。

$$B_O^1 = V - (C_p + \Delta C_p) - I_O \quad (3.7)$$

$$B_C^1 = C_p + \Delta C_p - (C + \Delta C) - I_C \quad (3.8)$$

以上の式(3.7)、式(3.8)に示す関係で、注意すべき事項は、式(3.7)に示した発注者の得る便益 $B_O^1$ が、地盤リスクにより自動的に減少するのに対して、請負者の得る利益 $B_C^1$ は、建設コストの変動額 $\Delta C$ と請負価格の変動額 $\Delta C_p$ の大小関係により異なる可能性があることである。例えば、 $\Delta C = \Delta C_p$ の場合には、請負者は全く損失を被らないことになり、また $\Delta C > \Delta C_p$ の場合には、請負者は建設条件の変化に対する設計変更により損失を被ることになる。

請負価格の変動額 $\Delta C_p$ は本来建設コストの変動額 $\Delta C$ に連動するものであり、一般的には工事単価数量表(Bills of Quantities, 以下BOQと称する)に基づき数量精算されるものであるが、議論を単純化すれば建設コストの変動額 $\Delta C$ と請負価格の変動額 $\Delta C_p$ の間に、以下の関係が成立するものと解釈される。

$$\Delta C_p = \alpha^* \Delta C \quad (3.9)$$

ここに、係数 $\alpha^*$ は0から1の間の値となるものであり、建設コストの変動額 $\Delta C$ に対する発注者の平均的リスク分配率に相当するものと解釈される。

なお、表3.1に示すように、FIDIC silver<sup>40)</sup>のようなEPC／ターンキー契約を除き、地盤リスクに対しては一般的には式(3.9)に含まれる係数 $\alpha^*$ はほぼ1に相当すると解釈される。すなわち、建設コストの増分 $\Delta C$ は、請負価格の増分 $\Delta C_p$ とほぼ等しくなり、そのコスト変動は発注者によって負担され、請負者のリスク分担は基本的には回避されることになる。なお、EPC／ターンキー契約の下では、係数 $\alpha^*$ はほぼ0に相当する値となると解釈されるため、建設コストの増分 $\Delta C$ は請負者のリスク分担となることは言うまでもない。

表 3.1 建設契約約款と発注形式<sup>17)</sup>

契約約款	発注形式	地盤リスク分担	
		発注者	請負者
公共工事標準請負契約約款	設計・施工分離	○	
FIDIC Red	設計・施工分離	○	
FIDIC Yellow	設計・施工一括	○	
FIDIC Silver	EPC／ターンキー		○

次に、上述の発注者によって負担される地盤リスクによるコスト変動について考察する。このコスト変動を低減させる方策としては、様々なものが想定されるが、代表的な方策は追加調査を実施することにより、地盤条件の不確実性を減少させることであろう。この追加調査を設計段階で実施する場合には、式(3.7)に示した発注者の得る便益 $B_O^1$ は、次式のように変化すると解釈される。

$$B_O^2 = V - (C_p + \Delta C_p^*) - I - \Delta I_G \quad (3.10)$$



ここに、 $\Delta C_p^*$ は地盤リスクに起因する請負価格の変動額、 $\Delta I_G$ は追加調査費用を表す．なお、この場合での請負価格の変動額 $\Delta C_p^*$ は、式(3.7)との比較において、追加調査が地盤条件の不確定性を減少することに寄与するものと仮定すれば、以下の関係式を満足するものと解釈される．

$$\Delta C_p^* < \Delta C_p \quad (3.11)$$

したがって、式(3.11)の右辺と左辺の差( $\Delta C_p - \Delta C_p^*$ )が、追加調査費用 $\Delta I_G$ の投資効果に相当する．

### 3.4 事後評価の必要性

前節までは、期待値（事前調査から予測される期待建設コスト）からのはずれ量（地盤リスク）をリスクとしてきた。ただ、この議論は、実際の建設コストが地盤リスクの範囲内にあることを前提としている。ところが、実際の建設コストは、施工後に明らかとなるものである。

図 3.6 は調査の進展に伴う地盤リスクの推移をイメージしたものである。調査の進展に伴い、地盤条件に関する情報が追加されるため、地盤リスクは減少するものと考えられる。一方、期待値は、それ以前の調査では予測されていなかった不良な地盤に関する情報が追加されることが多いため、増加に向かうことが多い。ここで、建設コストが  $C^*_2$  の場合あるいは建設コストが  $C^*_1$  の場合における Phase1, Phase2 の場合のように、実際の建設コスト（ $C^*_2$  あるいは  $C^*_1$ ）が事前調査で予測される地盤リスクの範囲外にある場合には、地盤リスクを評価する意義が失われる。

本研究で扱う地盤リスクは事前調査において予測されるものであり、そのリスク評価の妥当性については、実際の施工実績との比較により検討しておく必要がある。

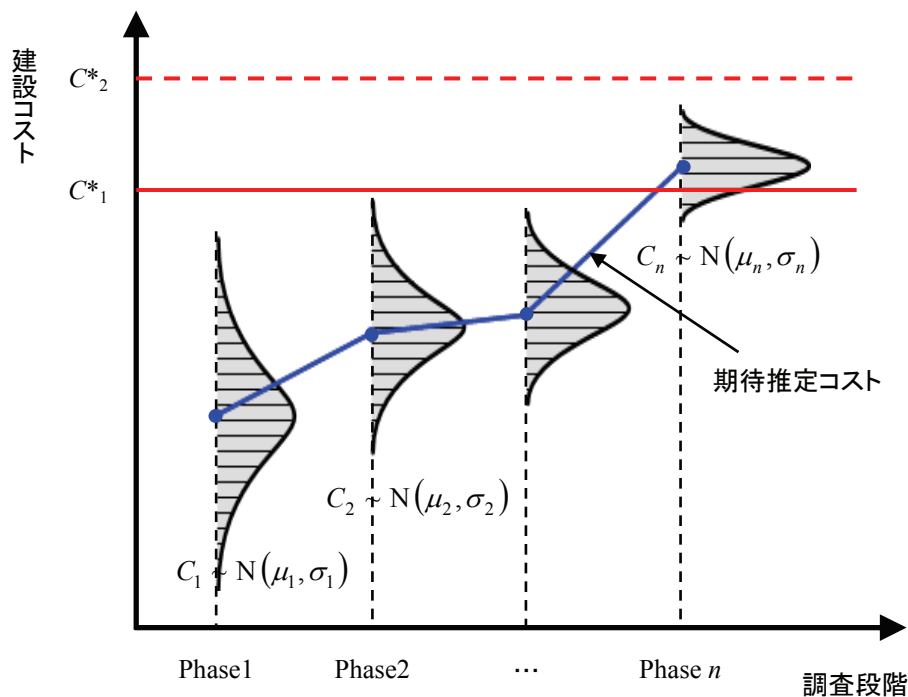


図 3.6 事前評価としての建設コスト変動のイメージ<sup>15)</sup>

## 第4章 地盤リスクの解析・評価手法

---

### 4.1 地盤リスクの解析方法

事前調査における地山評価では、ボーリングデータ、地表地質踏査、屈折法弾性波探査の結果を空間的に補間して、トンネル掘削位置における地山性状の推定が行われる。そこで、本研究では、空間的補間方法として地球統計学手法を適用し、地球統計学手法で推定される値を期待値、そのときの推定誤差を不確実性として地盤リスクの算定を行う。

#### 4.1.1 通常型クリギング<sup>19), 22), 41)</sup>

地球統計学手法のひとつであるクリギングは、対象範囲における限られた数の観測情報を用い、内挿補間により確率変数としての物性値の空間分布を算出する手法である。推定対象の空間場を連続空間における定常確率場としてモデル化し、規則的または不規則的な観測点から測定された情報を基に任意の位置における確率場の値を推定する。

数あるクリギング手法の中で最も一般的なものは、推定対象領域を2次固有定常確率場と仮定し、ある推定点における値をその近傍のボーリング調査地点などから得られた観測値と、重み係数を用いた線形結合によって推定する通常型クリギングである。ここで、留意すべき点は、観測値における不確実性は考慮しないことである。2次固有定常確率場では、次式に示すようにベクトル  $\mathbf{h}$  で結ばれる領域内の任意の2点  $\mathbf{x}$  と  $\mathbf{x}+\mathbf{h}$  において、物性値の増分の期待値（ドリフト）が0となり、物性値の増分の分散がベクトル  $\mathbf{h}$  のみの関数となる。

$$E[Z(\mathbf{x}+\mathbf{h})-Z(\mathbf{x})]=0 \quad (4.1)$$

$$\text{Var}[Z(\mathbf{x}+\mathbf{h})-Z(\mathbf{x})]=2\gamma(\mathbf{h}) \quad (4.2)$$

ここで、 $Z(\mathbf{x})$ は位置  $\mathbf{x}$  における物性値を、 $Z(\mathbf{x}+\mathbf{h})$ は位置  $\mathbf{x}$  から距離  $h$  だけ離れた地点における物性値を、および  $2\gamma(\mathbf{h})$  はバリオグラムと呼ばれる分散に基づいて算出される値を表す。

この2次定常確率場において、推定点  $\mathbf{x}_0$  における値  $Z^*(\mathbf{x}_0)$ をその近傍に存在する  $n$  個の観測点  $\mathbf{x}_\alpha$  における物性値  $Z(\mathbf{x}_\alpha)$  と重み係数  $\omega_\alpha$  を用いた線形結合によって推定する。

$$Z^*(\mathbf{x}_0) = \sum_{\alpha=1}^n \omega_{\alpha} Z(\mathbf{x}_{\alpha}) \quad (4.3)$$

物性値が領域内においてすべて一定値である場合を考えると、推定値も同じ値をとるべきであることから、重み係数  $\omega_{\alpha}$  の総和は 1 となる。

$$\sum_{\alpha=1}^n \omega_{\alpha} = 1 \quad (4.4)$$

また、推定値と真値との差である推定誤差の平均は、以下に示すように 0 となる。この場合を、推定量が「不偏」であるという。

$$E[Z^*(\mathbf{x}_0) - Z(\mathbf{x}_0)] = E\left[\sum_{\alpha=1}^n \omega_{\alpha} Z(\mathbf{x}_{\alpha}) - Z(\mathbf{x}_0) \sum_{\alpha=1}^n \omega_{\alpha}\right] = \sum_{\alpha=1}^n \omega_{\alpha} E[Z(\mathbf{x}_{\alpha}) - Z(\mathbf{x}_0)] = 0 \quad (4.5)$$

このとき、推定誤差の分散  $\sigma_{OK}^2$  は次式で表される。

$$\sigma_{OK}^2 = \text{Var}[Z^*(\mathbf{x}_0) - Z(\mathbf{x}_0)] = E\left[\{Z^*(\mathbf{x}_0) - Z(\mathbf{x}_0)\}^2\right] \quad (4.6)$$

クリギングは、この推定誤差分散  $\sigma_{OK}^2$  を最小化することにより、推定値を決定する手法である。

ここで、式(4.2)における  $\gamma(\mathbf{h})$  をセミバリオグラムと呼び、物性値と距離および方向が持つ空間的相関を示した値を表す。2 点  $\mathbf{x}_{\alpha}$ 、 $\mathbf{x}_{\beta}$  間のセミバリオグラムを  $\gamma(\mathbf{x}_{\alpha} - \mathbf{x}_{\beta})$  とすると、式(4.2)より以下の関係が成り立つ。

$$\gamma(\mathbf{x}_{\alpha} - \mathbf{x}_{\beta}) = \frac{\text{Var}[Z(\mathbf{x}_{\alpha}) - Z(\mathbf{x}_{\beta})]}{2} = \gamma(\mathbf{x}_{\alpha} - \mathbf{x}_0) - \gamma(\mathbf{x}_{\beta} - \mathbf{x}_0) - \text{Cov}[Z(\mathbf{x}_{\alpha}), Z(\mathbf{x}_{\beta})] \quad (4.7)$$

したがって、式(4.6)の推定誤差分散  $\sigma_{OK}^2$  は以下で表される。

$$\begin{aligned}
\sigma_{\text{OK}}^2 &= E\left[\{Z^*(\mathbf{x}_0) - Z(\mathbf{x}_0)\}^2\right] = \sum_{\alpha=1}^n \sum_{\beta=1}^n \omega_{\alpha} \omega_{\beta} E\left[\{Z(\mathbf{x}_{\alpha}) - Z(\mathbf{x}_0)\}\{Z(\mathbf{x}_{\beta}) - Z(\mathbf{x}_0)\}\right] \\
&= \sum_{\alpha=1}^n \sum_{\beta=1}^n \omega_{\alpha} \omega_{\beta} \text{Cov}[Z(\mathbf{x}_{\alpha}), Z(\mathbf{x}_{\beta})] \\
&= -\sum_{\alpha=1}^n \sum_{\beta=1}^n \omega_{\alpha} \omega_{\beta} \gamma(\mathbf{x}_{\alpha} - \mathbf{x}_{\beta}) + 2 \sum_{\alpha=1}^n \omega_{\alpha} \gamma(\mathbf{x}_{\alpha} - \mathbf{x}_0)
\end{aligned} \tag{4.8}$$

ラグランジュの未定乗数法によって  $\sigma_{\text{OK}}^2$  の最小化を行うことで、最適な重み係数を設定する。 $\mu$  をラグランジュの未定乗数とすると、 $\sigma_{\text{OK}}^2$  が最小となる条件は以下で表される。

$$\frac{\partial \phi}{\partial \omega_{\alpha}} = 0 \quad \text{かつ} \quad \frac{\partial \phi}{\partial \mu} = 0 \tag{4.9}$$


$$\phi(\omega_{\alpha}, \mu) = \sigma_{\text{OK}}^2 - 2\mu \left( \sum_{\alpha=1}^n \omega_{\alpha} - 1 \right) \tag{4.10}$$

以上より、次式に示す通常型クリギングシステムが導出される。

$$\begin{cases} \sum_{\beta=1}^n \omega_{\beta} \gamma(\mathbf{x}_{\alpha} - \mathbf{x}_{\beta}) + \mu = \gamma(\mathbf{x}_{\alpha} - \mathbf{x}_0) \\ \sum_{\beta=1}^n \omega_{\beta} = 1 \end{cases}, \quad \alpha = 1, \dots, n \tag{4.11}$$

このようにして、ラグランジュの未定乗数  $\mu$  および重み係数  $\omega$  が算出され、推定値  $Z^*(\mathbf{x}_0)$  が求められる。また、通常型クリギングの推定誤差分散  $\sigma_{\text{OK}}^2$  は次式で与えられる。

$$\sigma_{\text{OK}}^2 = \sum_{\alpha=1}^n \omega_{\alpha} \gamma(\mathbf{x}_{\alpha} - \mathbf{x}_0) + \mu \tag{4.12}$$

通常型クリギングにおいて算出される推定結果は、 4.1 に示すように上記の推定値  $Z^*(\mathbf{x}_0)$  を最尤値すなわち期待値とした、推定誤差分散  $\sigma_{\text{OK}}^2$  を有する正規分布に従う確率変数として表現される。

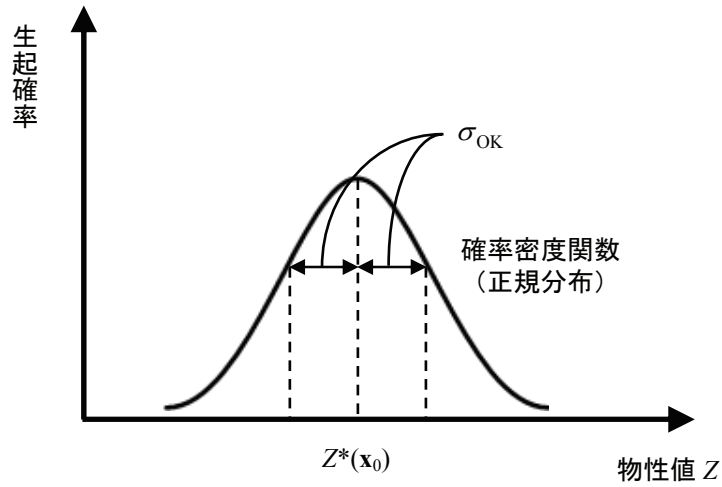


図 4.1 通常型クリギングにおける推定物性値

通常型クリギングなどの重み係数に関する制約条件が存在するクリギングにおいては, 式(4.2)で示されるバリオグラムをモデル化する必要がある. 式(4.2)より, セミバリオグラム  $\gamma(\mathbf{h})$  は以下で表される.

$$\gamma(\mathbf{h}) = \frac{1}{2} E \left[ \{Z(\mathbf{x} + \mathbf{h}) - Z(\mathbf{x})\}^2 \right] \quad (4.13)$$

すべての観測点における観測値から次式によってセミバリオグラムの平均値が算出され, これを標本バリオグラムと呼ぶ.

$$\gamma^*(\mathbf{h}) = \frac{1}{2N(\mathbf{h})} \sum_{i=1}^N \{Z(\mathbf{x}_i + \mathbf{h}) - Z(\mathbf{x}_i)\}^2 \quad (4.14)$$

ここで,  $N(\mathbf{h})$ は観測点間の距離ベクトルが  $\mathbf{h}$  となる観測点の組数を表す.

このセミバリオグラム  $\gamma(\mathbf{h})$  は, 対象とする場が一般的な空間的相関関係を持つ場合には増加関数となると考えられ, 観測値の分散が無限でない限り距離の増加と共に  $\gamma(\mathbf{h})$  が増加する割合は減少する. この場合, それ以上増加しても  $\gamma(\mathbf{h})$  の値が変化しない観測点間距離が存在し, そのときの観測点間距離を影響範囲 (range), および  $\gamma(\mathbf{h})$  が到達する値を閾値またはシル (sill) と呼ぶ.

また, セミバリオグラムが有限の値  $\gamma(\infty)$  で上から抑えられている場合, 次式に示す関係から共分散関数  $C(\mathbf{h})$ を求めることができる. 図 4.2 に概念図を示す.

$$C(\mathbf{h}) = \gamma(\infty) - \gamma(\mathbf{h}) \quad (4.15)$$

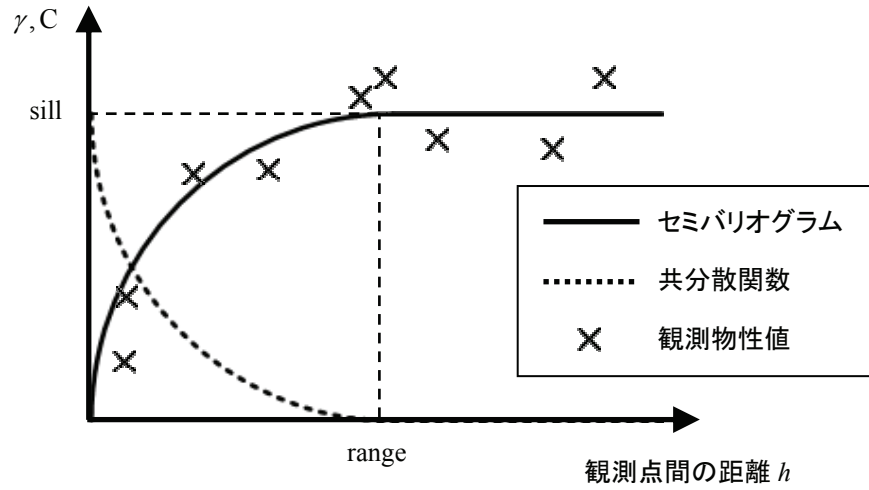


図 4.2 セミバリオグラムと共分散関数との関係

したがって、セミバリオグラム  $\gamma(\mathbf{h})$  は共分散関数を用いて以下で表される。

$$\gamma(\mathbf{h}) = C(0) - C(\mathbf{h}) \quad (4.16)$$

ここで、 $C(0)$ は原点における共分散関数の値を表す。

式(4.14)で得られたセミバリオグラムを何らかの関数形を用いてモデル化を行うことで、任意の2点間の空間的相関を算出することができる。バリオグラムのモデル化手法としては、ナゲット効果モデルや球型モデルなどさまざまな検討がなされているが、地盤工学においては以下に示す指数型共分散関数を用いたモデル化が多用されている。

$$C(\mathbf{h}) = C(0) \exp\left[-\frac{|\mathbf{h}|}{a}\right] \quad (4.17)$$

式(4.16)および(4.17)より、以下に示すセミバリオグラムの指数型モデルが算出される。

$$\gamma(\mathbf{h}) = C(0) \left(1 - \exp\left[-\frac{|\mathbf{h}|}{a}\right]\right) \quad (4.18)$$

$$\frac{|\mathbf{h}|}{a} = \begin{cases} \sqrt{\frac{\Delta x_{ij}^2 + \Delta y_{ij}^2 + \Delta z_{ij}^2}{a^2}}, & (\text{異方性を考慮しない場合}) \\ \sqrt{\frac{\Delta x_{ij}^2 + \Delta y_{ij}^2}{a_1^2} + \frac{\Delta z_{ij}^2}{a_2^2}}, & (2\text{次元異方性を考慮する場合}) \end{cases} \quad (4.19)$$

ここで、パラメータ  $a$  は共分散が減少していく速さ、すなわちセミバリオグラムが増加していく速さを規定する。また、式(4.19)で示すように水平方向に関する値の変化度と鉛直方向に関する値の変化度が著しく異なる場合には、2次元の異方性を考慮することができる。なお、本研究では、異方性については考慮していない。

通常型クリギングでは、与えられた地点における観測値の不確実性は考慮しない。すなわち、十分に精度の高い観測値を用いて、対象空間における任意の地点における値を推定する。しかしながら、山岳トンネルの事前調査では、ボーリング調査などの精度の高い点情報が少なく、ボーリング調査結果をもとに対象領域全体における推定を行うことは困難である。

#### 4.1.2 外生ドリフトを用いた通常型クリギング<sup>19), 22), 41)</sup>

山岳トンネルの事前調査においては、経済的制約により、精度の高いと考えられるボーリング調査の本数が限られるため、弾性波探査結果のような不確実性が比較的高い観測値も有効に活用して対象空間における任意の地点における値を推定する方法が求められる。この方法の1つに外生ドリフトを用いた通常型クリギング(以下、外生ドリフト・通常型クリギングとする)がある。外生ドリフト・通常型クリギングでは、不確実性は大きい対象領域内において面的に情報が得られている場合、その空間分布を外生ドリフト関数として、精度の高い点情報としての観測値を通常型クリギングシステムに組み込む手法である。以下のように、推定対象となる物性値は異なる2種類の調査方法によって計測されている必要がある。

- 一つは、ボーリング孔における検層結果のように、ほぼ正確な物性値を点情報として観測することができるが、観測点が少ない情報。この点情報に基づいた共分散関数  $C(\mathbf{h})$  が算出されており、2次定常確率場  $Z(\mathbf{x})$  をモデル化することができる。式(4.15)と同じく、共分散関数  $C(\mathbf{h})$  はセミバリオグラムを用いて以下のように算出される。

$$C(\mathbf{h}) = \gamma(\infty) - \gamma(\mathbf{h}) \quad (4.20)$$

- もうひとつは、屈折法弾性波探査結果として得られる弾性波速度分布のように、やや不確実性が高いものの、対象領域内のあらゆる位置において面的に観測されている情報。この面情



報を外生ドリフト関数  $s(\mathbf{x})$  として表現する.

これら 2 種類の観測値には次のような相関関係を仮定する.

$$E[Z(\mathbf{x})] = a + b \cdot s(\mathbf{x}) \quad (4.21)$$

ここで,  $a$  および  $b$  は定数である. 式(4.21)は, 不確実性を有する全体像を記述する  $s(\mathbf{x})$  が 2 次固有定常確率場  $Z(\mathbf{x})$  の期待値と線形関係にあることを認めるものである.

推定値の定義に関しては通常型クリギングと同様に「不偏」であり, 重み係数の総和が 1 であるため, 式(4.3)~(4.5)から以下の式が展開される.

$$E[Z^*(\mathbf{x}_0)] = \sum_{\alpha=1}^n \omega_{\alpha} E[Z(\mathbf{x}_{\alpha})] = a + b \sum_{\alpha=1}^n \omega_{\alpha} s(\mathbf{x}_{\alpha}) = a + b \cdot s(\mathbf{x}_0) \quad (4.22)$$

ここで,  $s(\mathbf{x}_0)$  は推定点  $\mathbf{x}_0$  における外生ドリフト関数  $s(\mathbf{x})$  の値を表す. 式(4.22)の最後の等号部分が意味するところは,  $s(\mathbf{x})$  を厳密に補間する際に重み係数が式(4.4)と矛盾しないことである.

$$s(\mathbf{x}_0) = \sum_{\alpha=1}^n \omega_{\alpha} s(\mathbf{x}_{\alpha}) \quad (4.23)$$

すなわち, 外生ドリフト・通常型クリギングにおいては, 式(4.4)と(4.23)の 2 つの制約条件式が存在する. これらの条件下において, 推定誤差分散  $\sigma_{OK}^2$  を最小化する重み係数を設定する.  $\mu_0$ ,  $\mu_1$  をラグランジュの未定乗数とすると,  $\sigma_{OK}^2$  が最小となる条件は以下で表される.

$$\frac{\partial \phi}{\partial \omega_{\alpha}} = 0 \quad \text{かつ} \quad \frac{\partial \phi}{\partial \mu_0} = 0 \quad \text{かつ} \quad \frac{\partial \phi}{\partial \mu_1} = 0 \quad (4.24)$$

$$\phi(\omega_{\alpha}, \mu_0, \mu_1) = \sigma_E^2 - \mu_0 \left( \sum_{\alpha=1}^n \omega_{\alpha} - 1 \right) - \mu_1 \left\{ \sum_{\alpha=1}^n \omega_{\alpha} s(\mathbf{x}_{\alpha}) - s(\mathbf{x}_0) \right\} \quad (4.25)$$

以上より, 2 点  $\mathbf{x}_{\alpha}$ ,  $\mathbf{x}_{\beta}$  間の共分散関数を  $C(\mathbf{x}_{\alpha} - \mathbf{x}_{\beta})$  とすると, 次式に示す外生ドリフト・通常型クリギングシステムが導出される.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum_{\beta=1}^n \omega_{\beta} C(\mathbf{x}_{\alpha} - \mathbf{x}_{\beta}) - \mu_0 - \mu_1 s(\mathbf{x}_{\alpha}) = C(\mathbf{x}_{\alpha} - \mathbf{x}_0) \\ \sum_{\beta=1}^n \omega_{\beta} = 1 \\ \sum_{\beta=1}^n \omega_{\beta} s(\mathbf{x}_{\beta}) = s(\mathbf{x}_0) \end{array} \right. , \alpha = 1, \dots, n \quad (4.26)$$

このようにして、ラグランジュの未定乗数  $\mu_0$ ,  $\mu_1$  および重み係数  $\omega$  が算出され、推定値  $Z^*(\mathbf{x}_0)$  が求められる。また、外生ドリフト・通常型クリギングの推定誤差分散  $\sigma_{OK}^E$  は次式で与えられる。

$$\sigma_E^2 = C(0) - \sum_{\alpha=1}^n \omega_{\alpha} C(\mathbf{x}_{\alpha} - \mathbf{x}_0) + \mu_0 + \mu_1 s(\mathbf{x}_0) \quad (4.27)$$

外生ドリフト・通常型クリギングによって算出される推定結果は、比較的不確実性の高い面情報を正確な点情報を用いて精度の向上を図ったものであると考えることができる。しかしながら、複数の調査方法により計測された物性値を用いるため、各手法による観測値は原理的に同じ性質を有していなければならない。

## 4.2 地盤リスクの評価手法

山岳トンネルの事前調査においては、弾性波探査により地山全体の物性値（ここでは、弾性波速度）が得られることから、弾性波速度を主要な情報として地山評価が行われる。そこで、本研究では、弾性波速度による地山評価を行うこととする。

地山評価は地山等級に区分することにより行われる。たとえば、旧日本道路公団（現 NEXCO）においては、A, B, C I, C II, D I, D II, D III といった地山等級に地山を分類し、それぞれの地山等級に応じた標準支保パターンが適用される（なお、NEXCO では、現在、さらに細分化した地山等級区分を採用している）。このため、リスク評価に当たっては、地山等級という離散値に対する不確実性を評価する必要がある。

リスクの評価手法として、図 4.3 に示すリスクカーブによる方法がある。リスクカーブでは、縦軸に超過確率、横軸にコストをとる。ここで、図 4.3 に示す超過確率 0.5 に相当する建設コスト  $C_{0.5}$  を期待値、超過確率 0.1 および 0.9 に相当する建設コスト  $C_{0.1}$  および  $C_{0.9}$  を金融工学での定義に基づき、それぞれ  $(\text{VaR})_{0.1}$  および  $(\text{VaR})_{0.9}$  と表現する。 $(\text{VaR})_x$  : (Value at Risk) は、期待値からのはずれ量の代表値を示す。なお、金融工学では、意思決定者の不利となる側の値および有利となる側の値を、それぞれダウンサイドリスク、アップサイドリスクと呼ぶ。

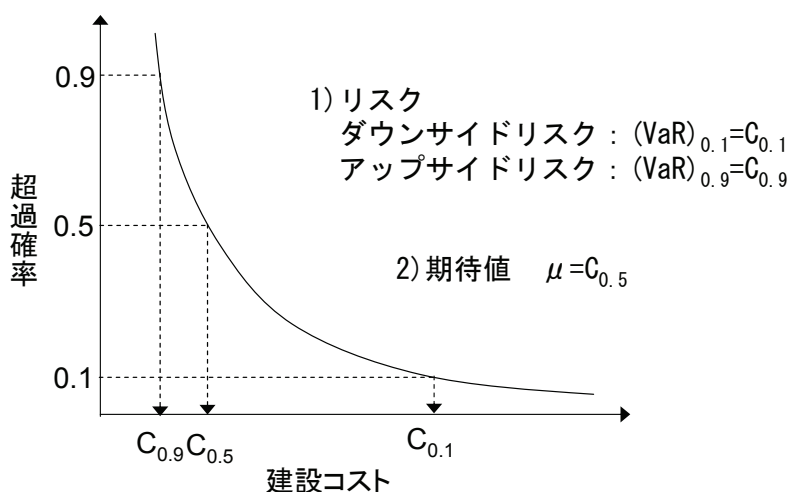


図 4.3 リスクカーブとその分布に対する代表値の定義<sup>16)</sup>

リスクカーブを算出するためには、地盤条件の不確実性を確率モデル化する必要がある。ここで言う地盤条件とは、地山等級である。地山等級は、上述のように弾性波速度をもとに判定するものとする。この場合、不確実性としては、弾性波速度の不確実性と、弾性波速度から地山等級を判定する際の不確実性がある。弾性波速度の不確実性については、4.1 で説明した地球統計学

手法による推定を行うことにより正規分布を有する誤差として得られる。一方、弾性波速度から地山等級を判定する際の不確実性は、単純な確率分布として与えることは難しい。これは、地山等級が離散値であることによる。弾性波速度から地山等級を判定する際の不確実性は、同じ弾性波速度でも技術者の判断の違いにより異なる地山等級に判定されることによると考えることができる。そこで、この不確実性をモデル化する。具体的には、図 4.4 に示すように、ある弾性波速度に対して、0～1 の一様分布を有する乱数により地山等級の判定の意思決定過程をモデル化する。たとえば、ある弾性波速度に対して、異なる 2 つの地山等級に判定することが可能な場合には、乱数値が 0.5 以上であれば良好側の地山等級、0.5 未満であれば不良側の地山等級をとるものとする。この方法は、ある弾性波速度に対して異なる 3 つ以上の地山等級に判定することが可能な場合にも適用可能であり、拡張性が高い。

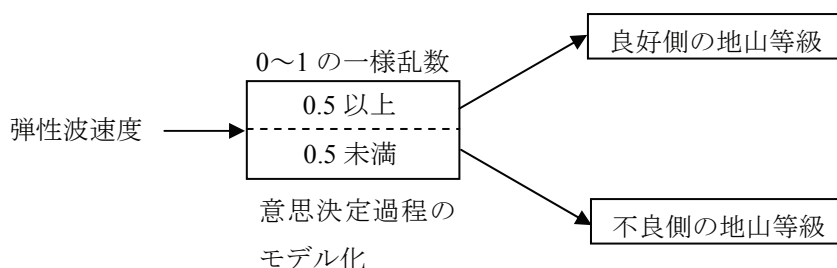


図 4.4 地山等級の判定における意思決定過程のモデル化

さて、リスクカーブの算定は、モンテカルロ・シミュレーションによる。シミュレーションの方法は、以下による。図 4.5 に流れを示す。

- ①トンネル掘削位置において、地球統計学手法により推定された値と、その推定誤差標準偏差をもつ弾性波速度データ群を発生させる。
- ②発生させた個々の弾性波速度に対して、図 4.4 に示した一様乱数を用いた意思決定プロセスを経て、地山等級を求める。
- ③得られた地山等級に対して標準支保工の単価を用いて掘削コストを算出する。
- ④弾性波速度データ群のそれぞれのデータに対して得られた掘削コストを高い順に並べ替える。
- ⑤高い順に並んだ掘削コストのデータに対して通し番号をつけ、弾性波速度データ群のデータ数で割った値が超過確率となる。これを縦軸に、掘削コストを横軸にプロットすることによりリスクカーブが得られる。

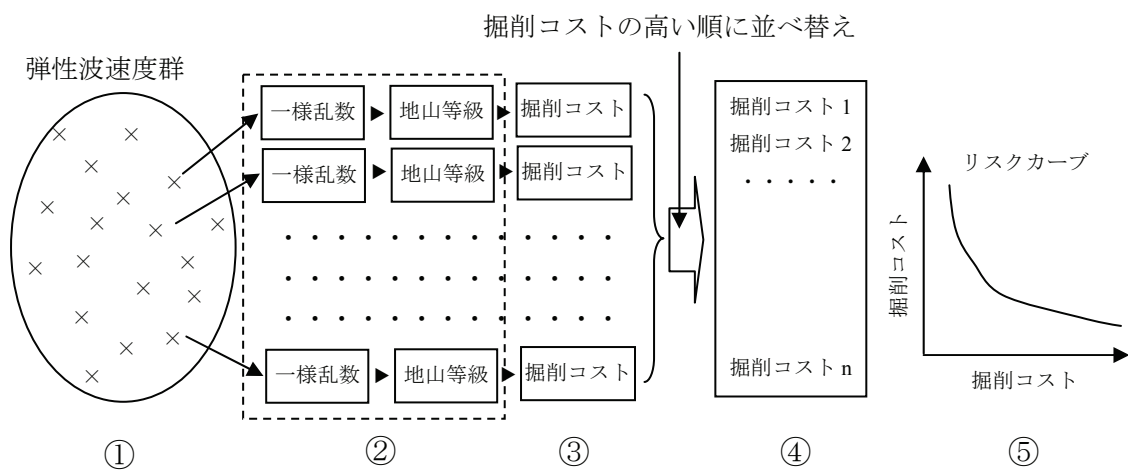


図 4.5 リスクカーブ算定の流れ

## 第5章 地山分類表による地山評価

---

### 5.1 地山分類表

#### (1) 地山分類表の歴史

日本においては、山岳トンネルの地山分類は地山分類表により行われるのが一般的である。地山分類表は、鉄道・道路・水路といったトンネルの用途ごとに作成され、さらには、発注機関ごとに作成されている。

トンネルにおける地山分類は、1969年に池田<sup>42)</sup>が弾性波を利用した「トンネルの岩盤強度分類」を提案したのが始まりである。これは、鉄道トンネルの調査実績をもとに、岩質、岩盤の弾性波速度、亀裂・風化・破碎・固結度、湧水状態、岩盤の物理的特性などから岩盤分類を行ったものであり、それ以降のトンネル地山分類の基礎となった。鉄道トンネルにおいては、トンネルの施工方法が矢板工法から NATM へと変化したことにより、1983年に国鉄 NATM 設計施工指針（案）<sup>43)</sup>にまとめられた。さらに、施工実績データの分析を行うとともに支保の考え方を発展させ、1996年に日本鉄道建設公団 NATM 設計指針<sup>44)</sup>としてまとめられた。一方、道路トンネルにおいては、NATM へと施工方法が変わったことから、日本道路公団が暫定指針を設定した。1985年には暫定指針で設計された地山分類と施工パターンとの実績を分析して、設計要領第三集トンネル編<sup>45)</sup>で新たな地山分類を提案した。さらに、1997年には、それまでの数多くの施工実績データ、観察データの分析を行い、塊状、層状の岩石グループ、岩石名、弾性波速度、岩質の状態、コアの状態・RQD、地山強度比、トンネル面内の状態と変位の目安から地山分類を行う方法を提案するとともに、支保パターンについても従来の基本パターンの中間的な支保パターンを設けたマルチパターン化を図って現在に至っている<sup>46)</sup>。その後、2003年に改定した道路トンネル技術基準（構造編）・同解説<sup>47)</sup>では、1997年の日本道路公団の地山分類の若干の見直しを行った地山分類を提案している。

このように、地山分類表は、施工方法の変更にあわせて変更されるとともに、施工実績との比較・分析により、実際の地山性状にできるだけ適合するように修正が行われてきた。

#### (2) 本研究で用いる地山分類表

本章および第6章で検討する2つのトンネル（Rトンネル、Tトンネル）は、いずれも道路トンネルである。そこで、道路トンネルの地山分類表の1つである旧日本道路公団（現NEXCO）の地山分類表（表5.1）を用いることとする。

表 5.1 地山分類表<sup>3)</sup>

地山等級	岩石グループ	代表岩石名	弾性波速度Vp (km/s)					地山の状態		コアの状態、RQD	地山強度比	トンネル掘削時の状況
			1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	不連続面の間隔	不連続面の状況			
B	H地塊	花崗岩、花崗閃緑岩、石英斑岩、ホルンフェルス						不連続面は平均的に 50cm 程度	不連続面に傾斜や存在粘土がほとんどみられない。	コアの形状は岩片状～短柱状・棒状を示す。	地山強度は、トンネル掘削によって作用する荷重に比べて大きくない。	トンネル掘削による破れはほとんど生じない。掘削面から部分的に剥離する破れもあるが、掘削にともなう内空変位は 15mm 程度以下の微小な弾性変位にとどまる。
	M地塊	安山岩、玄武岩、流紋岩、石英安山岩						節理、片理の影響が認められるがトンネル掘削に対する影響は小さい。		コアの長さが概ね 10cm～20cm であるが 5cm 前後のものもみられる。		
	L地塊	第三紀層砂岩、礫岩										
	M地塊	乾枚岩、凝灰岩、凝灰角礫岩										
	M地塊	粘板岩、中古生層頁岩										
	L地塊	黒色片岩、緑色片岩										
C I	H地塊	花崗岩、花崗閃緑岩、石英斑岩、ホルンフェルス						不連続面は平均的に 30cm 程度	不連続面に傾斜や存在粘土がごく一部みられる。	コアの長さが概ね 5cm～20cm であるが 5cm 以下のものもみられる。	地山強度は、トンネル掘削によって作用する荷重に比べて大きくない。	トンネル掘削による破れはほとんど生じない。掘削面から部分的に剥離する破れもあるが、掘削にともなう内空変位は 30～40mm 程度以下の微小な弾性変位にとどまる。
	M地塊	安山岩、玄武岩、流紋岩、石英安山岩						節理、片理が顕著でトンネル掘削に影響を与えるもの。		RQD は 40～70。		
	L地塊	第三紀層砂岩、礫岩										
	M地塊	乾枚岩、凝灰岩、凝灰角礫岩										
	M地塊	粘板岩、中古生層頁岩										
	L地塊	黒色片岩、緑色片岩										
C II	H地塊	花崗岩、花崗閃緑岩、石英斑岩、ホルンフェルス						不連続面は平均的に 20cm 程度	不連続面に傾斜や存在粘土が部分的にみられる。	コアの長さが 10cm 以下のものが多く、5cm 以下の細片が多量に取れる状態のもの。	地山強度は、トンネル掘削によって作用する荷重に比べて大きくない。	トンネル掘削による破れはほとんど生じない。掘削面から部分的に剥離する破れもあるが、掘削にともなう内空変位は 60mm 程度発生するが、2D 離れはほぼ自立する。
	M地塊	安山岩、玄武岩、流紋岩、石英安山岩						節理、片理が顕著でトンネル掘削に影響を与えるもの。		RQD は 10～40。		
	L地塊	第三紀層砂岩、礫岩										
	M地塊	乾枚岩、凝灰岩、凝灰角礫岩										
	M地塊	粘板岩、中古生層頁岩										
	L地塊	黒色片岩、緑色片岩										
D I	H地塊	花崗岩、花崗閃緑岩、石英斑岩、ホルンフェルス						岩質は多少硬い部分もあるが、全体的に強い風化・変質を受けたもの。	節理、片理が部分的に顕著なもの。	コアは細片状となる。	地山強度は、トンネル掘削によって作用する荷重に比べて大きくない。	トンネル掘削による破れはほとんど生じない。掘削面から部分的に剥離する破れもあるが、掘削にともなう内空変位は 60mm 程度発生するが、2D 離れはほぼ自立する。
	M地塊	安山岩、玄武岩、流紋岩、石英安山岩						節理、片理が顕著でトンネル掘削に影響を与えるもの。		RQD は 10 程度以下。		
	L地塊	第三紀層砂岩、礫岩										
	M地塊	乾枚岩、凝灰岩、凝灰角礫岩										
	M地塊	粘板岩、中古生層頁岩										
	L地塊	黒色片岩、緑色片岩										
D II	H地塊	花崗岩、花崗閃緑岩、石英斑岩、ホルンフェルス						岩質は多少硬い部分もあるが、全体的に強い風化・変質を受けたもの。	節理、片理が部分的に顕著なもの。	コアは細片状となる。	地山強度は、トンネル掘削によって作用する荷重に比べて大きくない。	トンネル掘削による破れはほとんど生じない。掘削面から部分的に剥離する破れもあるが、掘削にともなう内空変位は 60mm 程度発生するが、2D 離れはほぼ自立する。
	M地塊	安山岩、玄武岩、流紋岩、石英安山岩						節理、片理が顕著でトンネル掘削に影響を与えるもの。		RQD は 10 程度以下。		
	L地塊	第三紀層砂岩、礫岩										
	M地塊	乾枚岩、凝灰岩、凝灰角礫岩										
	M地塊	粘板岩、中古生層頁岩										
	L地塊	黒色片岩、緑色片岩										

注-1) 本分類にあてはまらないほど地山が良好なものを地山等級A、劣悪なものを地山等級B、劣悪なもの（内空変位 300mm 以上）を地山等級Cとする。  
注-2) H, M, L の区分：岩石の初生的な節理状態での強度により、一軸圧縮強度で次のように区分する。  
H :  $q_u \geq 80 \text{ N/mm}^2$  M :  $20 \text{ N/mm}^2 \leq q_u < 80 \text{ N/mm}^2$  L :  $q_u < 20 \text{ N/mm}^2$   
地山：節理面が支配的な不連続面となるもの。  
地山：節理面が支配的な不連続面となるもの。  
地山：節理面が支配的な不連続面となるもの。

## 5.2 地山分類表による地山評価における不確実性の要因

地山分類表においては、表 5.1 に示したように、岩石グループ、弾性波速度、地山の状態、コアの状態、地山強度比により地山等級を判定する（これを地山評価という）。事前調査においては、ボーリング調査、地表地質踏査、屈折法弾性波探査などが実施される。このうち、ボーリング調査は点（あるいは線）の情報であり、地表地質踏査は露頭という点の情報に基づくものである。これに対し、屈折法弾性波探査は、地山の弾性波速度分布を断面図として得ることができる。このため、弾性波速度は地山評価を行う上で重要な情報となっている。そこで、本研究では、弾性波速度による地山評価を行うこととする。なお、実際には弾性波速度だけで地山評価が行われるのではなく、ボーリング調査結果、地表地質踏査結果などを総合的に判断して地山評価が行われていることに留意する必要がある。

地山分類表を用いて弾性波速度により地山評価を行う場合には、弾性波探査の解析における不確実性（解析により得られる弾性波速度の不確実性）と、弾性波探査結果の解釈における不確実性（弾性波速度から地山等級を判定する際の不確実性）が考えられる。弾性波速度から地山等級を判定する際の不確実性については、表 5.2 に示すように、各地山等級において弾性波速度が一部重なることが原因の 1 つと考えられる。たとえば、H 塊状地山の場合には、弾性波速度が 4.4km/s であれば B 地山にも C I 地山にも判断され得る。本研究では、このようなどちらの地山等級にも判断し得ることを地山分類表における不確実性とみなす。

中川<sup>29)</sup>は、同じトンネルに対し、事前調査結果をもとに複数の技術者による地山の再評価を試みている。これによると、技術者間で比較的大きな地山評価の不一致が現われている。このことは、弾性波探査結果の解釈における不確実性が比較的大きいことを示している。

以上のことから、本研究では、弾性波速度の不確実性、弾性波速度から地山評価を行う際の不確実性のそれぞれについて検討を行う。



表 5.2 地山分類表における弾性波速度区分  
(表 5.1 に示す弾性波速度と地山等級区分のみ抜粋)

地山 等級	岩石グ ループ	代表岩石名	弾性波速度 Vp (km/s)				
			1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
B	H塊状	花崗岩, 花崗閃緑岩, 石英斑岩, ホルンフェルス					
		中古生層砂岩, チャート					
	M塊状	安山岩, 玄武岩, 流紋岩, 石英 安山岩					
		第三紀砂岩, 礫岩					
	L塊状	蛇紋岩, 凝灰岩, 凝灰角礫岩					
	M層状	粘板岩, 中古生層頁岩					
	L層状	黒色片岩, 緑色片岩					
		第三紀層泥岩					
C I	H塊状	花崗岩, 花崗閃緑岩, 石英斑岩, ホルンフェルス					
		中古生層砂岩, チャート					
	M塊状	安山岩, 玄武岩, 流紋岩, 石英 安山岩					
		第三紀砂岩, 礫岩					
	L塊状	蛇紋岩, 凝灰岩, 凝灰角礫岩					
	M層状	粘板岩, 中古生層頁岩					
	L層状	黒色片岩, 緑色片岩					
		第三紀層泥岩					
C II	H塊状	花崗岩, 花崗閃緑岩, 石英斑岩, ホルンフェルス					
		中古生層砂岩, チャート					
	M塊状	安山岩, 玄武岩, 流紋岩, 石英 安山岩					
		第三紀砂岩, 礫岩					
	L塊状	蛇紋岩, 凝灰岩, 凝灰角礫岩					
	M層状	粘板岩, 中古生層頁岩					
	L層状	黒色片岩, 緑色片岩					
		第三紀層泥岩					
D I	H塊状	花崗岩, 花崗閃緑岩, 石英斑岩, ホルンフェルス					
		中古生層砂岩, チャート					
	M塊状	安山岩, 玄武岩, 流紋岩, 石英 安山岩					
		第三紀砂岩, 礫岩					
	L塊状	蛇紋岩, 凝灰岩, 凝灰角礫岩					
	M層状	粘板岩, 中古生層頁岩					
	L層状	黒色片岩, 緑色片岩					
		第三紀層泥岩					
D II	H塊状	花崗岩, 花崗閃緑岩, 石英斑岩, ホルンフェルス					
		中古生層砂岩, チャート					
	M塊状	安山岩, 玄武岩, 流紋岩, 石英 安山岩					
		第三紀砂岩, 礫岩					
	L塊状	蛇紋岩, 凝灰岩, 凝灰角礫岩					
	M層状	粘板岩, 中古生層頁岩					
	L層状	黒色片岩, 緑色片岩					
		第三紀層泥岩					

## 5.3 事例検証 1

### 5.3.1 R トンネルにおける事前調査の概要

#### (1) 事前調査の概要

R トンネルは、全長約 2.4km の 2 車線道路トンネルであり、図 5.1 に示すように、奈良県中部に位置する。地質は領家帯に位置し、石英花崗岩・花崗閃緑岩が分布する。1 次調査で実施された屈折法弾性波探査の結果では、トンネル掘削位置における弾性波速度は全区間の約 80% で 4.7 ～ 5.0km/s と推定された。これにより、当初は B 地山が主体と予測された。しかし、その後の地表地質踏査の結果により鉍化変質帯が存在することが判明したため、比抵抗電気探査、追加ボーリング調査が実施された。図 5.2 に地質断面図、弾性波速度分布、比抵抗分布、ボーリング調査位置（図中 B-1、B-2、B-3）を示す。

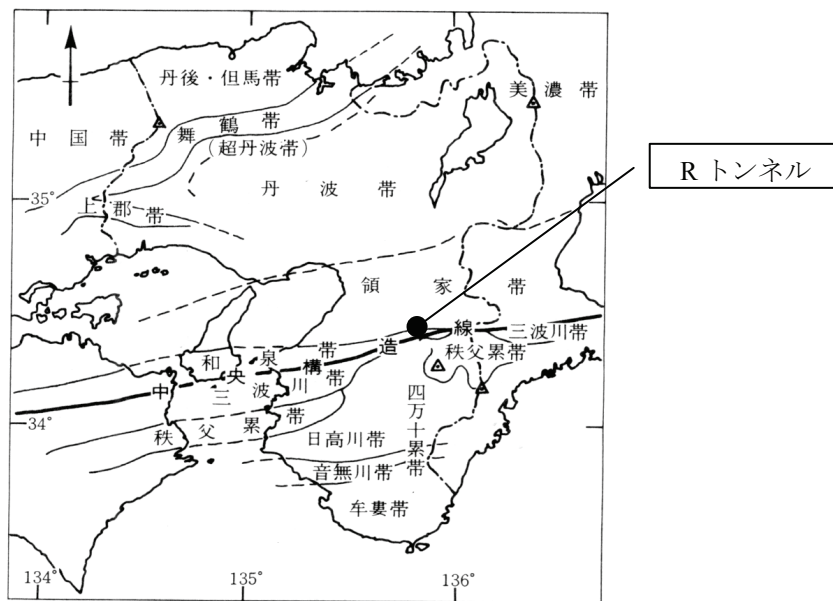


図 5.1 R トンネル位置図<sup>21)</sup>

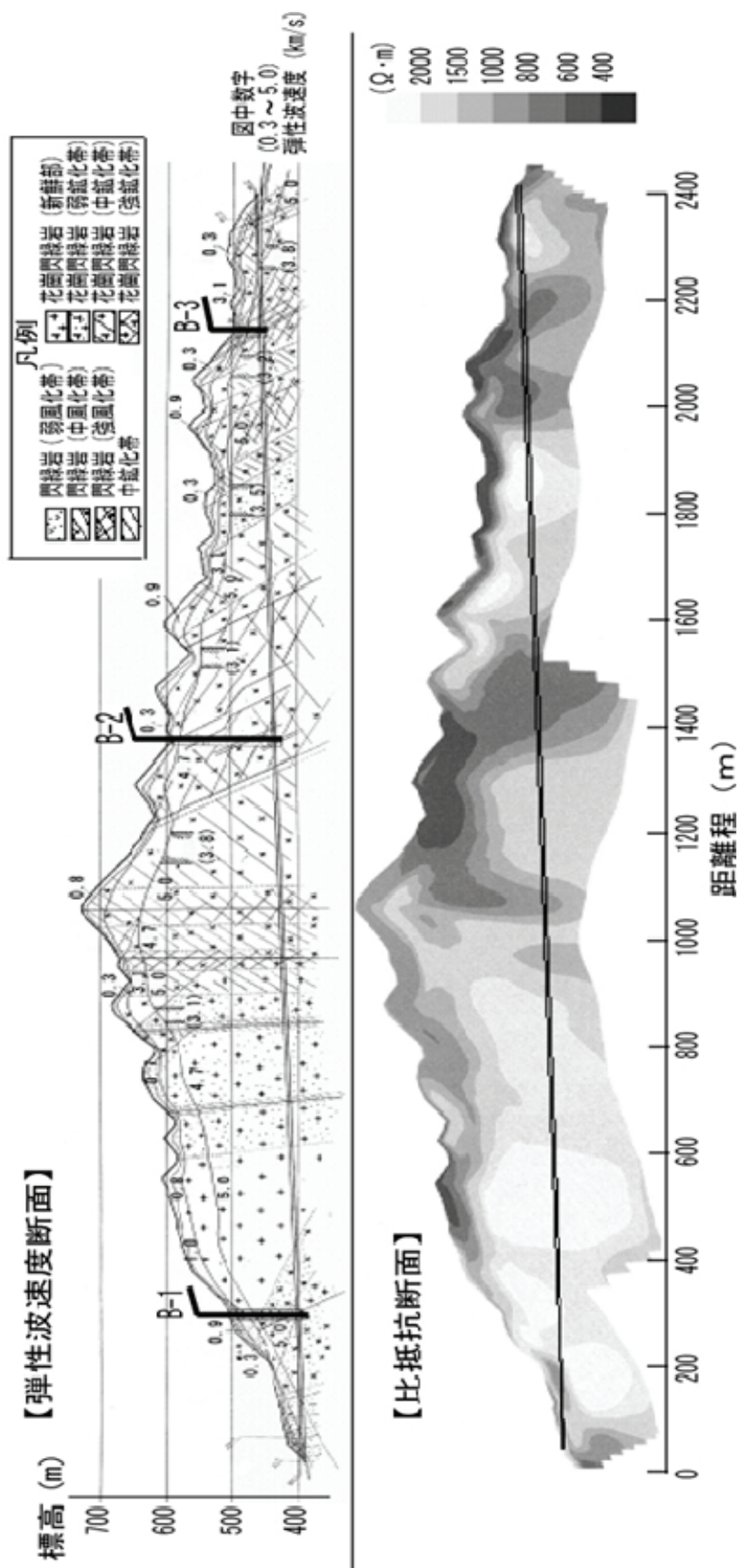


図 5.2 地質断面・弾性波速度断面，比抵抗断面<sup>21)</sup>

窒素素管

測定器

重錘

板

地表受振器

震源

波動

3成分受振器

ダウホール法(PS 検層)

Figure 1: Schematic diagram of a multi-channel receiver system. The left part shows a vertical cross-section of a receiver with three channels labeled  $R_1$ ,  $R_2$ , and  $R_3$ . Each channel has a corresponding antenna ( $A_1$ ,  $A_2$ ,  $A_3$ ) and a delay line ( $DL_1$ ,  $DL_2$ ,  $DL_3$ ). The right part shows a timing diagram. It starts with an 'アーミングパルス (シヨットマーク)' (Arming pulse (Shot mark)) at time  $T_r$ . This is followed by three waveforms labeled  $R_1$ ,  $R_2$ , and  $R_3$ . The time intervals between the start of these waveforms are labeled  $T_1$ ,  $T_2$ , and  $T_3$ . The time intervals between the end of one waveform and the start of the next are labeled  $\Delta T$ . The total time interval between the start of the first and last waveforms is labeled  $\Delta T_{m1}$ ,  $\Delta T_{m2}$ , and  $\Delta T_{m3}$ . The horizontal axis is labeled '時間' (Time).

$$T_1 = \Delta T_{m1} + \Delta T_1 + \Delta T_{m2}$$

$$T_2 = \Delta T_{m1} + \Delta T_1 + \Delta T_2 + \Delta T_{m3}$$

$$\Delta T = T_2 - T_1$$

$$= \Delta T_2 + (\Delta T_{m2} - \Delta T_{m3})$$

$$\Delta T_{m2} \doteq \Delta T_{m3}$$

$$\Delta T = \Delta T_2$$

音響発信器  $T_r$  から送信した音波は地層中を伝播し、受信器  $R_1$  および  $R_2$  で受信される。おのこの伝播時間の差  $\Delta T$  ( $T_2 - T_1$ ) を測定する。

47

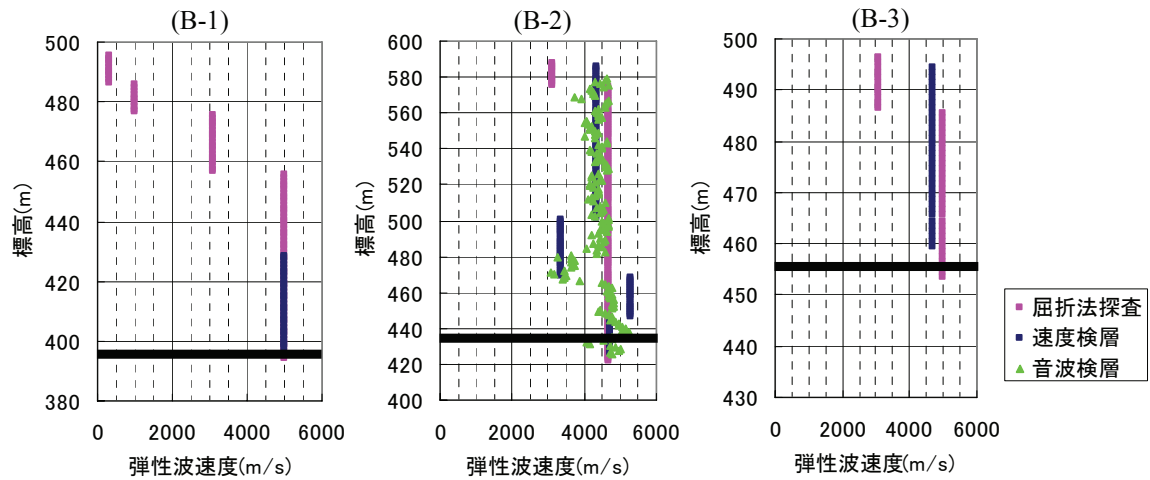


図 5.5 B-1～B-3 孔で実施された速度検層の結果

## (2) 事前設計と施工実績との比較

図 5.6 および図 5.7 に屈折法弾性波探査実施時の当初設計、追加調査実施時の修正設計、および施工実績を示す。追加調査実施時の修正設計は、第 6 章で後述するコア評価点を用いて、図 5.2 に示した比抵抗により地山評価が行われた結果である<sup>21)</sup>。また、施工実績は、実績支保パターンから推定される地山等級を示す。なお、施工実績は、作業工程の都合、安全側への配慮などから、必ずしも忠実に地山状況を反映したものではないが、本研究では、実際の地山状況を示す目安として用いる。

図 5.6 および図 5.7 に当初設計、追加調査による修正設計、施工実績との比較を示す。図 5.6 に示すように、当初設計では、ほとんどの区間が B 地山であった。これに対し、修正設計では、中間点を挟んで始点側と終点側に区分すると、始点側は C I 地山が主体であり、終点側は C II 地山が主体である。この傾向は施工実績と一致する。また、図 5.7 に示すように、各地山等級が全体に占める割合は、当初設計では約 8 割が B 地山である。これに対して、修正設計では、約 1 割が B 地山、C I 地山が約 4 割、C II 地山が約 4 割、残り約 1 割が D 地山に変更されている。施工実績は修正設計に近く、C I 地山が約 4 割、C II 地山が約 5 割、D 地山が約 1 割という結果になっている。

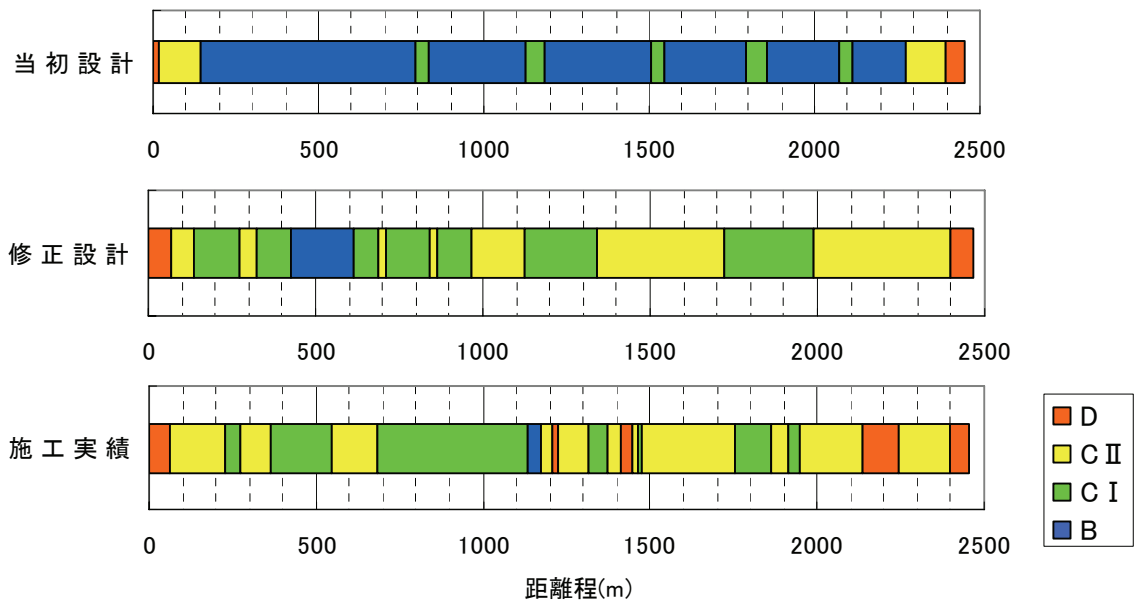


図 5.6 当初設計と施工実績（2次調査結果の追加）

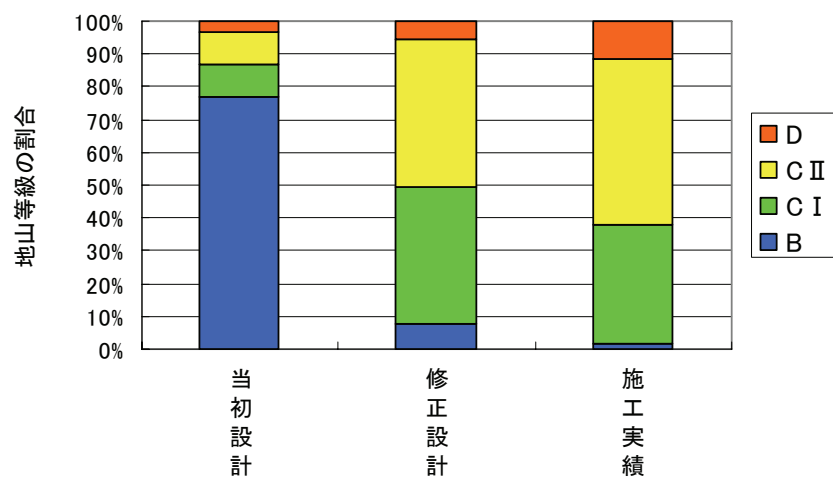


図 5.7 当初設計と施工実績における地山等級区分の割合

### (3) 掘削コストの比較

山岳トンネルの建設コストの変動は、そのほとんどが掘削コストの変動によるものと考えられる。そこで、掘削コストに着目して、当初設計、追加調査による修正設計、施工実績との比較を行う。

各地山等級区分における掘削単価（標準支保単価）を表 5.3 に示す。ここで、表 5.3 に示す単価は直接工事費であり、付帯工事や諸経費等を含んでいない。なお、本研究では、表 5.3 の下表に示す 10,000 円以下を丸めた単価を用いることとする。

表 5.3 各地山区分に対する掘削コスト（2 車線道路トンネル）<sup>49)</sup>

工種	種別	細別	地山等級 区分	単価 (円)
トンネル掘削工	掘削工	トンネル掘削	B	270,100
			C I	273,200
			C II	292,900
			D I	306,400
支保工	吹付工	吹付け	B	89,980
			C I	131,900
			C II	156,000
			D I	246,470
	ロックボルト工	ロックボルト	B	44,070
			C I	74,370
			C II	95,600
			D I	174,240
	鋼製支保工	鋼製支保	C II	62,730
			D I	103,200
	金網工	金網	D I	26,690
覆工	覆工コンクリート工	覆工コンクリート	B	219,900
			C I	205,000
			C II	195,000
			D I	187,900
インバート工	インバート掘削工, 本体工	インバート	D I	235,760

地山等級区分 (支保パターン)	支保単価 (円/m)	検討に用いる支保単価 (円/m)
B	624,050	620,000
C I	684,470	680,000
C II	802,230	800,000
D I	1,280,660	1,280,000

図 5.8 に、当初設計、修正設計、施工実績における掘削コストを示す。ここで、施工実績とは、実績支保パターンから表 5.3 に示す単価により算出したコストであり、実際の掘削コストとは異なる。図 5.8 に示すように、当初設計における掘削コストは 16.3 億円、修正設計における掘削コストは 18.8 億円、これに対して施工実績は 19.8 億円である。修正設計における掘削コストとの差は 1 億円と極めて近い結果となっており、掘削コストからみても、当初の設計に比べて、追加調査により施工実績との乖離が改善していることがわかる。

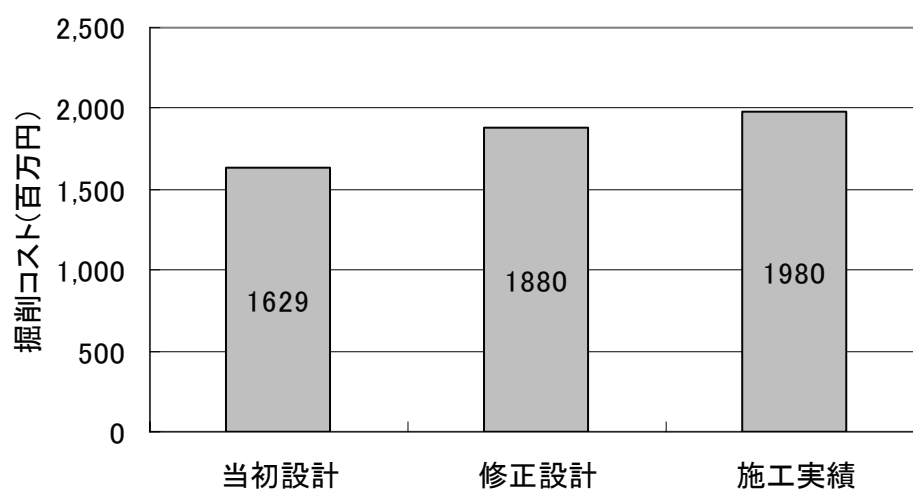


図 5.8 掘削コストの比較



### 5.3.2 地球統計学手法による弾性波速度の推定

屈折法弾性波探査においては、最下層以深については最下層上面の弾性波速度が鉛直下方に続くものとして解釈される。しかし、実際には最下層以深において、最下層上面の弾性波速度より遅い速度層が存在していても、屈折法弾性波探査では検出することができない。したがって、最下層以深の弾性波速度は未知であると言える。このため、トンネルが最下層以深に位置する場合には、何らかの方法によりトンネル掘削位置における弾性波速度を推定する必要がある。この推定に地球統計学手法である通常型クリギングと外生ドリフト・通常型クリギングを用いる。ここでは、2つのケースを想定する。1つは速度検層データが無い場合、もう1つは速度検層データがある場合である。事前調査においては、両坑口付近を除き、ボーリング調査が行われない場合がある。このような場合を想定し、ボーリング調査（と速度検層）の有無が地山評価に及ぼす影響を検討することを目的とする。具体的には、表 5.4 に示す 2 つのケースについて検討する。CASE1 は、速度検層データがない場合を想定し、屈折法弾性波探査結果における最下層上面の弾性波速度をもとに通常型クリギングによりトンネル掘削位置における弾性波速度を推定するものである。一方、CASE2 は、速度検層データがある場合を想定し、速度検層データと屈折法弾性波探査における最下層上面の弾性波速度を点情報、屈折法弾性波探査結果を面情報として外生ドリフト・通常型クリギングによりトンネル掘削位置における弾性波速度を推定するものである。

なお、通常型クリギングおよび外生ドリフト・通常型クリギングによる地山の弾性波速度の推定における解析条件は以下の通りである。

- 1) 解析対象は、R トンネル掘削位置を含む 2500m×360m の領域とする。
- 2) 速度検層のデータとして、図 5.3 に示した B-1～B-3 孔で実施されたダウンホール法による速度検層データを用いる。
- 3) 格子サイズは、バリオグラムにより規定される影響距離を考慮して 10m×10m とする。
- 4) 屈折法弾性波探査における最下層上面のデータを使う場合には、計算機能力を考慮して 100m 間隔とする。

表 5.4 検討に用いる情報と推定方法

検討ケース	推定に用いる情報		推定方法
CASE1	屈折法弾性波探査の最下層上面のデータ		通常型クリギング
CASE2	点情報	速度検層結果および屈折法弾性波探査の最下層上面のデータ	外生ドリフト・通常型クリギング
	面情報	屈折法弾性波探査結果	

図 5.9 にバリオグラム，表 5.5 に指数型モデルを用いたバリオグラムのモデル化関数を示す．表 5.5 に示すように，影響範囲（Range）は，CASE1，CASE2 とともに 1500m であり，Sill については CASE1 の方が多少大きい，全体的にはその違いは明瞭には現れていない．図 5.10 にトンネル掘削位置における弾性波速度の推定値を示す．CASE1 では屈折法弾性波探査結果に現れる低速度帯（たとえば，距離程 900m，1200m，1600m，1900m 付近など）が，通常型クリギングを適用することにより，消えてしまっている．この傾向は CASE2 でも同様である．これは，最下層上面のデータとして 100m 間隔のデータを用いたこと，さらには，地球統計学手法が空間距離に応じた内挿補間法であり，局所的な低速度帯は周囲のデータにより平滑化されてしまったものと考えられる．

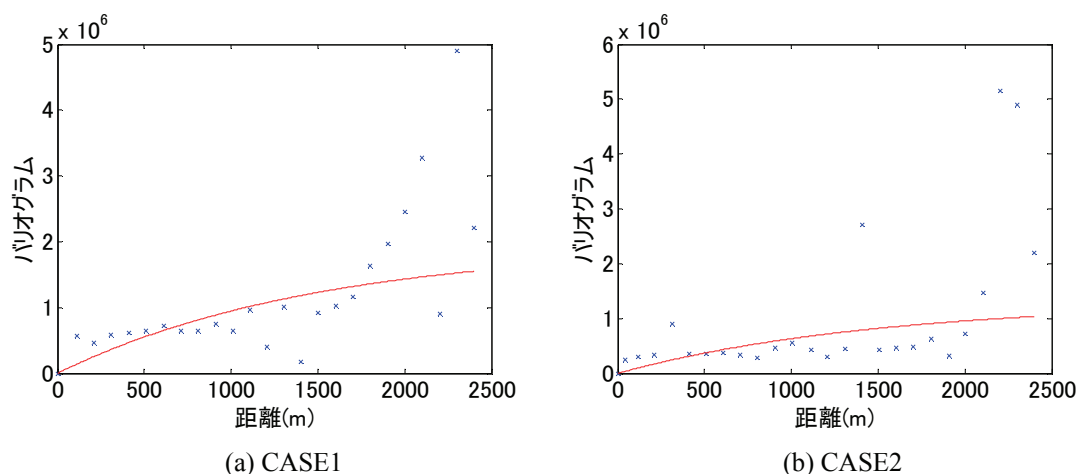
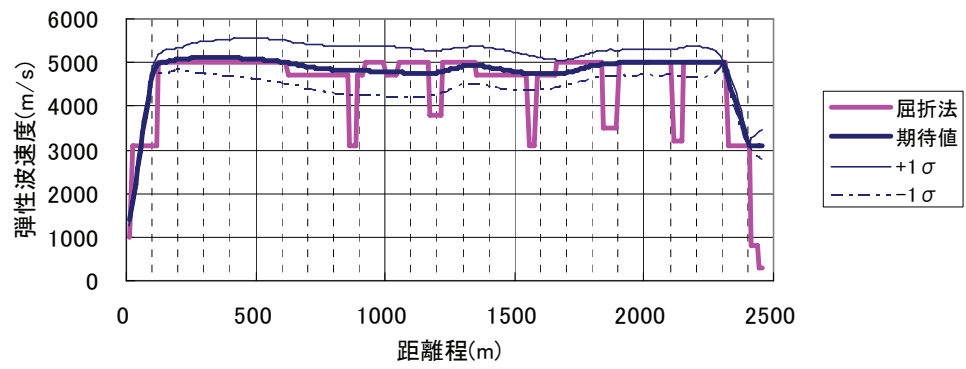


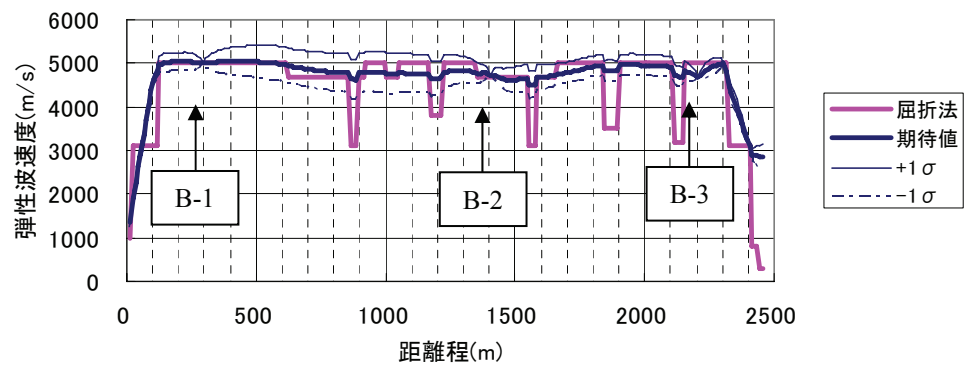
図 5.9 バリオグラム

表 5.5 バリオグラムのモデル化関数（指数型モデル）

	CASE1	CASE2
Range(m)	1500	1500
Sill	$1.94 \times 10^6$	$1.30 \times 10^6$



(a) CASE1



(b) CASE2

図 5.10 トンネル掘削深度における弾性波速度と推定誤差標準偏差

### 5.3.3 地盤リスクの評価

#### (1) 地盤リスクの評価方法

5.2 で述べたように、地山分類表による地山評価においては、弾性波速度の不確実性と、弾性波速度から地山等級を判定する際の不確実性が挙げられる。ここでは、この2つの不確実性を考慮したモンテカルロ・シミュレーションを実施し、リスクカーブを算定する。

##### a) トンネル掘削位置における弾性波速度の不確実性

本研究では、トンネル掘削位置における弾性波速度は、通常型クリギングおよび外生ドリフト・通常型クリギングにより推定している。このときの、期待推定値を $\mu$ 、推定誤差標準偏差を $\sigma$ とすると、推定値のばらつきは、期待値 $\mu$ 、標準偏差 $\sigma$ をもつ正規分布乱数で表現することができる。そこで、トンネル掘削位置における弾性波速度を通常型クリギングおよび外生ドリフト・通常型クリギングにより推定し、各トンネル掘削位置において期待値 $\mu$ 、標準偏差 $\sigma$ をもつ正規分布乱数を発生させ、このデータを、不確実性を有する弾性波速度データとする。

##### b) 地山等級の判定方法

R トンネルは花崗岩地山であり、地山分類表では表 5.2 に示す H 塊状地山に分類される。この場合、弾性波速度区分と地山等級の関係は、図 5.11 に示すように、地山等級間で弾性波速度が一部重複する（図中、灰色で網掛け下部分が地山等級間で弾性波速度が重複する部分）。そこで、弾性波速度が重複する区間については、0～1 の一様乱数を発生させて、乱数値が 0.5 以上であれば良好側の地山等級を、0.5 未満であれば不良側の地山等級を採用することとする。

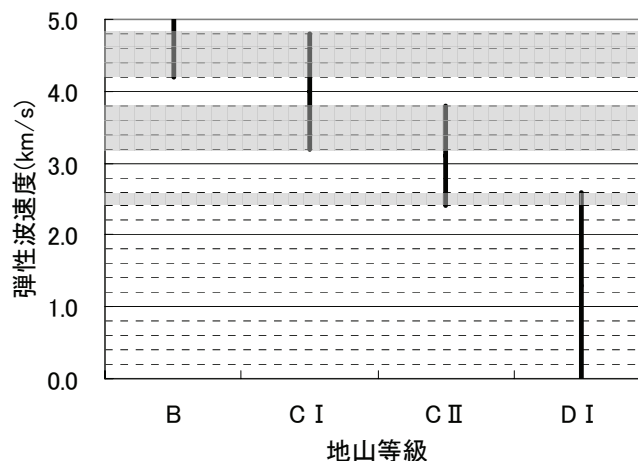


図 5.11 地山分類表における弾性波速度と地山等級の比較

(灰色で網掛けした部分が、地山等級において弾性波速度が重複する部分)

## (2) 地山分類表による地山等級の判定における不確実性の検討

ここでは、地山分類表による地山等級における不確実性について検討する。なお、不確実性はリスクカーブにより評価する。実際のリスクカーブの算定方法は、図 5.12 に示すとおりである。表 5.4 に示した CASE1 および CASE2 について、通常型クリギングおよび外生ドリフト・通常型クリギングにより推定されたトンネル掘削位置における弾性波速度をもつ 10,000 個の弾性波速度データ群を作成する。それぞれの弾性波速度について、前記(1)b)に示した方法により地山等級の判定を行う。得られた地山等級に対して、表 5.3 に示した掘削単価により掘削コストを算出する。各トンネル掘削位置において、掘削コストの高い順に並べ替える。こうして得られた各トンネル掘削位置における 10,000 個の掘削コストについて、トンネル全長に対して総和をとる。これにより、トンネル全長に対する掘削コストの高い順に並ぶ 10,000 個のデータが得られる。掘削コストの高い順に並んだデータに対して通し番号をつけ、データ数（この場合 10,000 個）で割る。この値が、超過確率となる。縦軸に超過確率、横軸に掘削コストをとれば、リスクカーブになる。

なお、弾性波速度の推定は、トンネル掘削位置において 10m 間隔で実施する。これにより、R トンネルの全長 2.45km であることから、 $245 \times 10,000$  個の弾性波速度データが得られる。

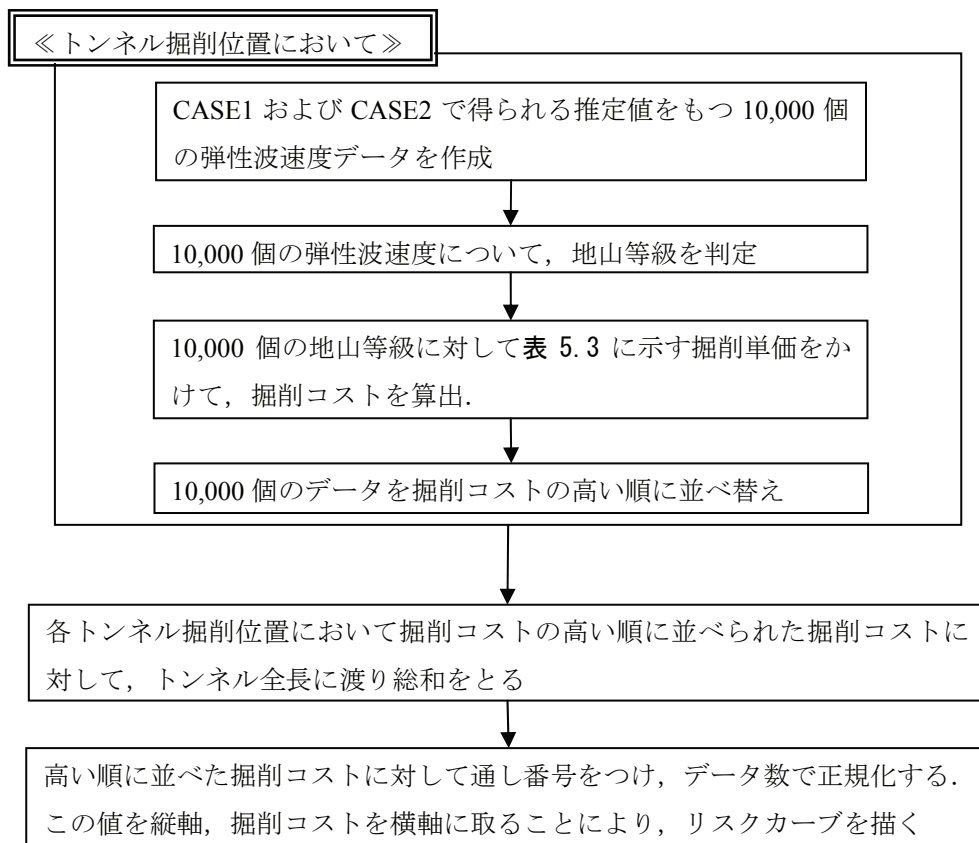


図 5.12 リスクカーブ算定の流れ

図 5.13 に CASE1 および CASE2 によるリスクカーブを示す。ここで、図 5.13 において、超過確率 0.9 に対する地山評価を楽観シナリオ、超過確率 0.5 に対する地山評価を最尤シナリオ、超過確率 0.1 に対する地山評価を悲観シナリオとする。各シナリオにおける地山評価を図 5.14～図 5.17 に示す。まず、図 5.13 および表 5.6 に示すように、CASE1 では、楽観シナリオは 15.6 億円、最尤シナリオでは 15.8 億円、悲観シナリオは 16.0 億円であり、楽観シナリオと悲観シナリオとの差はわずか 0.4 億円である。図 5.14 および図 5.15 に示すように、各シナリオとも B 地山が主体となっている。当初設計と比較すると、各シナリオとも当初設計に比較的近い結果となっている。とくに最尤シナリオは当初設計に近い結果となっている。このことにより、当初設計は弾性波速度を主体に地山評価が行われたと推察される。一方、CASE2 では、楽観シナリオは 15.6 億円、最尤シナリオは 15.9 億円、悲観シナリオは 16.2 億円であり、楽観シナリオと悲観シナリオとの差は 0.6 億円である。図 5.16 および図 5.17 に示すように、CASE2 も CASE1 と同様に B 地山が主体となっており、CASE1 との違いがあまり現われていない。

以上のように、CASE1、CASE2 とも掘削コストの変動幅はきわめて小さい。また、最尤シナリオをみると、CASE1 では 15.8 億円、CASE2 では 15.9 億円であり、施工実績（19.8 億円）とは約 4 億円乖離している。

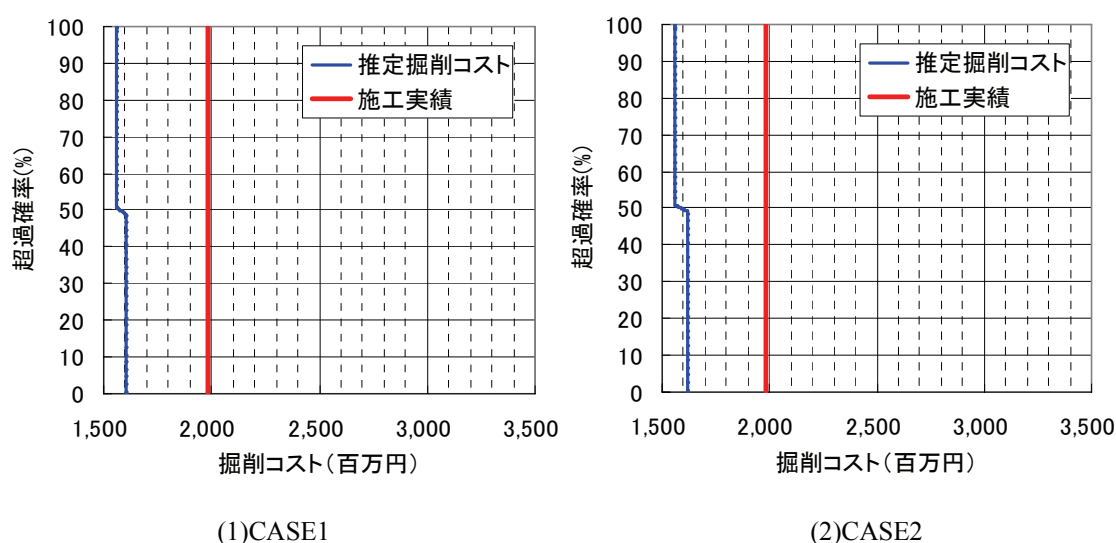


図 5.13 リスクカーブの比較

表 5.6 各シナリオにおける掘削コスト（単位：億円）

	楽観	最尤	悲観	当初設計	施工実績
CASE1	15.6	15.8	16.0	16.3	19.8
CASE2	15.6	15.9	16.2	16.3	19.8

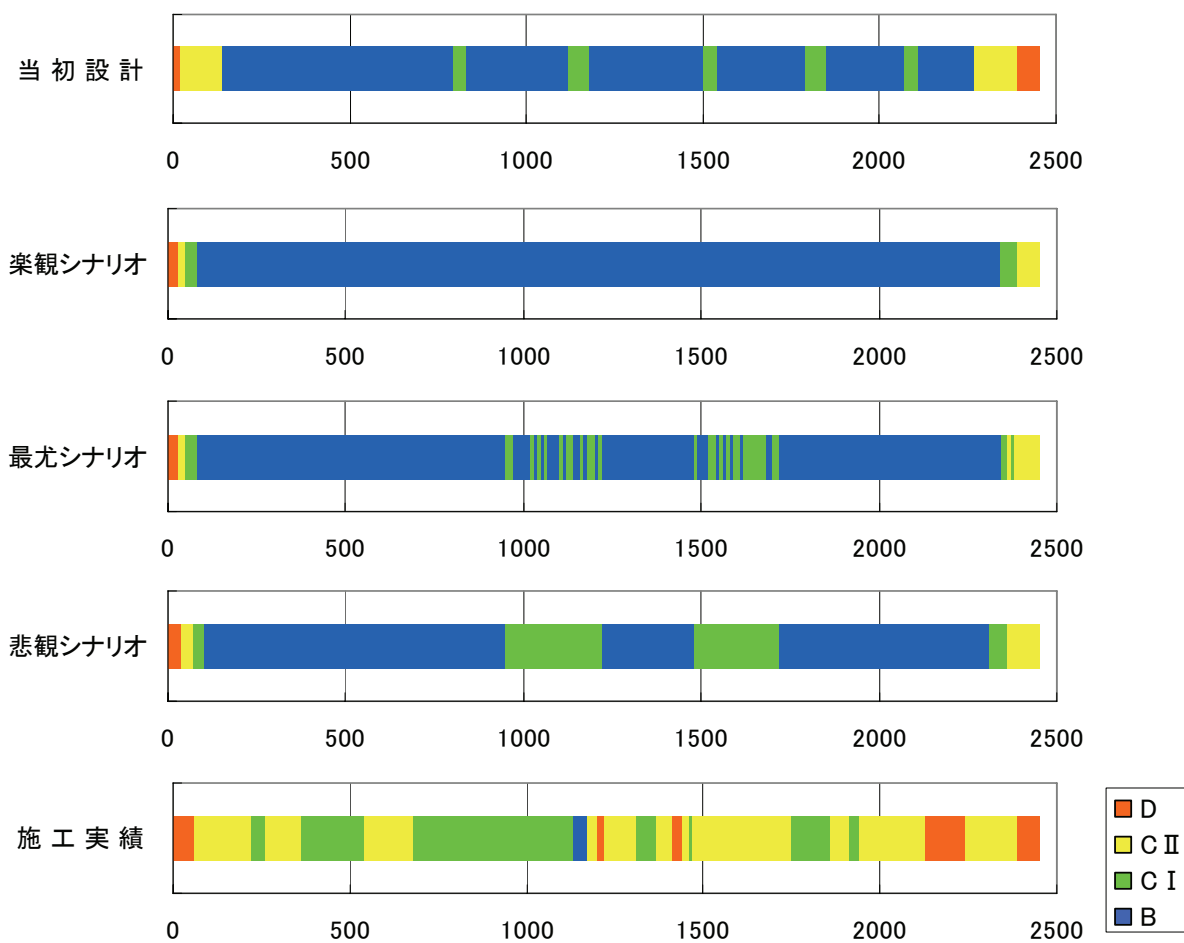


図 5.14 地山等級の比較 (CASE1)

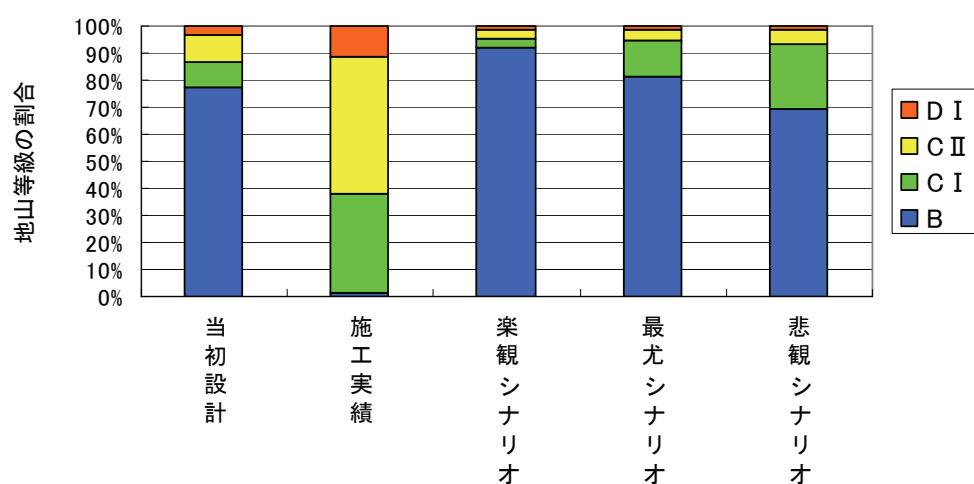


図 5.15 地山等級の比較 (各地山等級がトンネル総延長に占める割合) (CASE1)

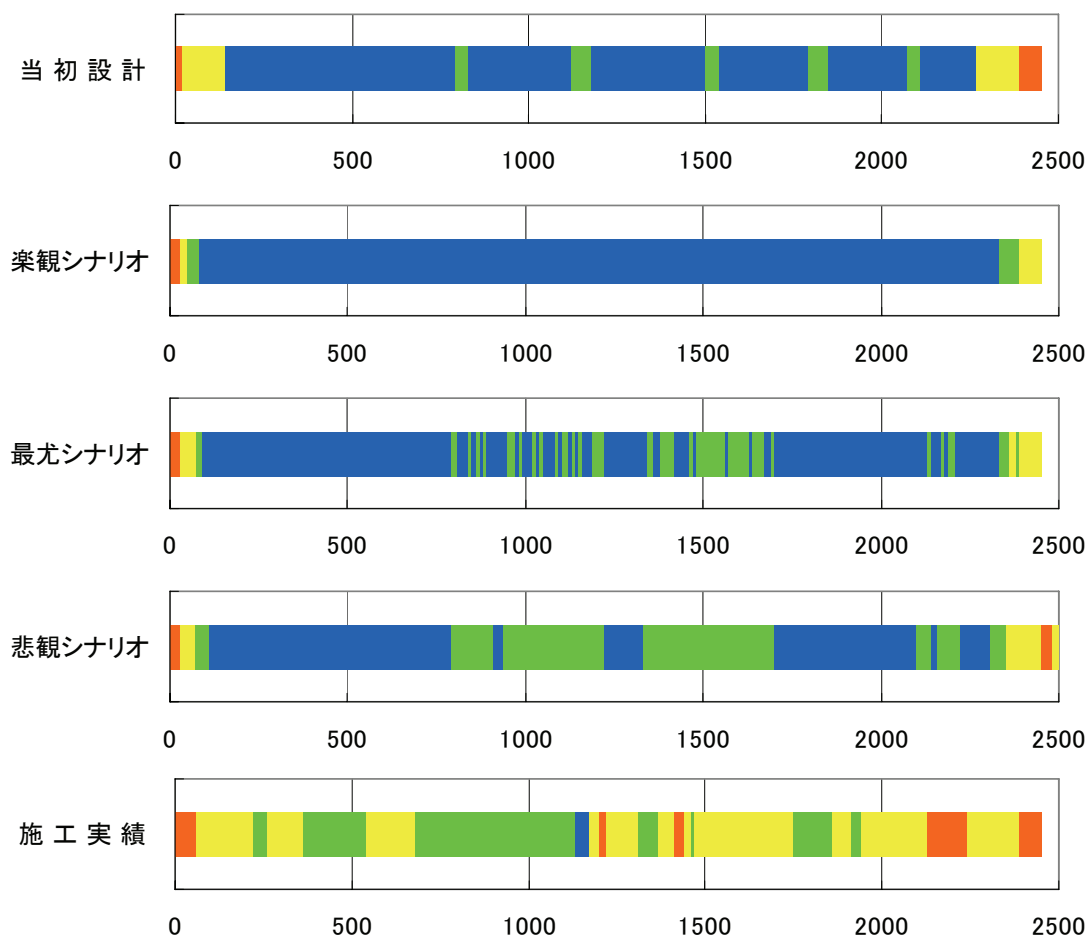


図 5.16 地山等級の比較 (CASE2)

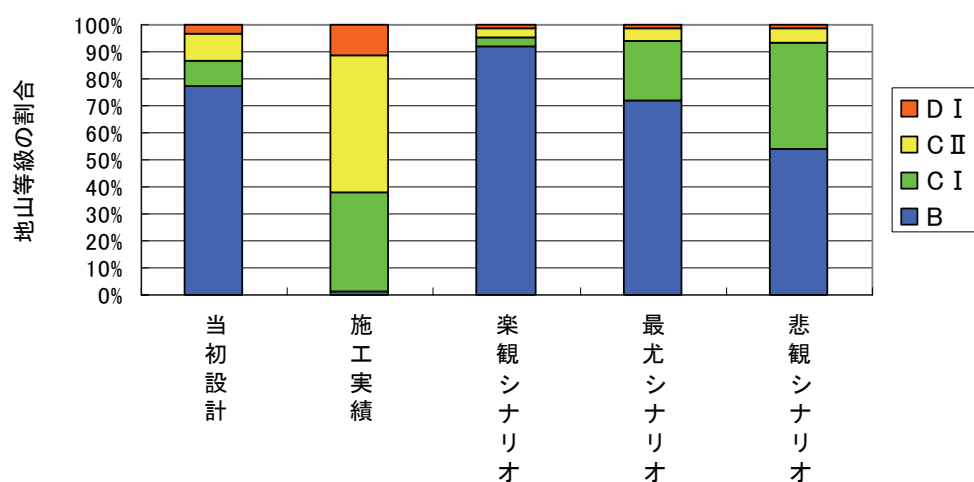


図 5.17 地山等級の比較 (各地山等級がトンネル総延長に占める割合) (CASE2)



### (3) 弾性波速度の不確実性の検討

ここでは、弾性波速度の不確実性について検討する。表 5.4 に示した CASE1 および CASE2 について、通常型クリギングおよび外生ドリフト・通常型クリギングにより推定されたトンネル掘削位置における弾性波速度の推定値  $\mu$ 、推定誤差標準偏差  $\sigma$  をもつ正規分布乱数 10,000 個を発生する。これを、トンネル掘削位置における弾性波速度とする。それぞれの弾性波速度について、前記(1b)に示した方法により地山等級の判定を行い、掘削コストおよびリスクカーブの算出を行う。なお、ここで述べた方法では、地山分類表による地山等級の判定における不確実性も含むことになる。ただ、前記(2)で述べたように、地山分類表による地山等級の判定における不確実性は小さいため、この影響は小さいと考えられる。図 5.18 にリスクカーブ算出の流れを示す。

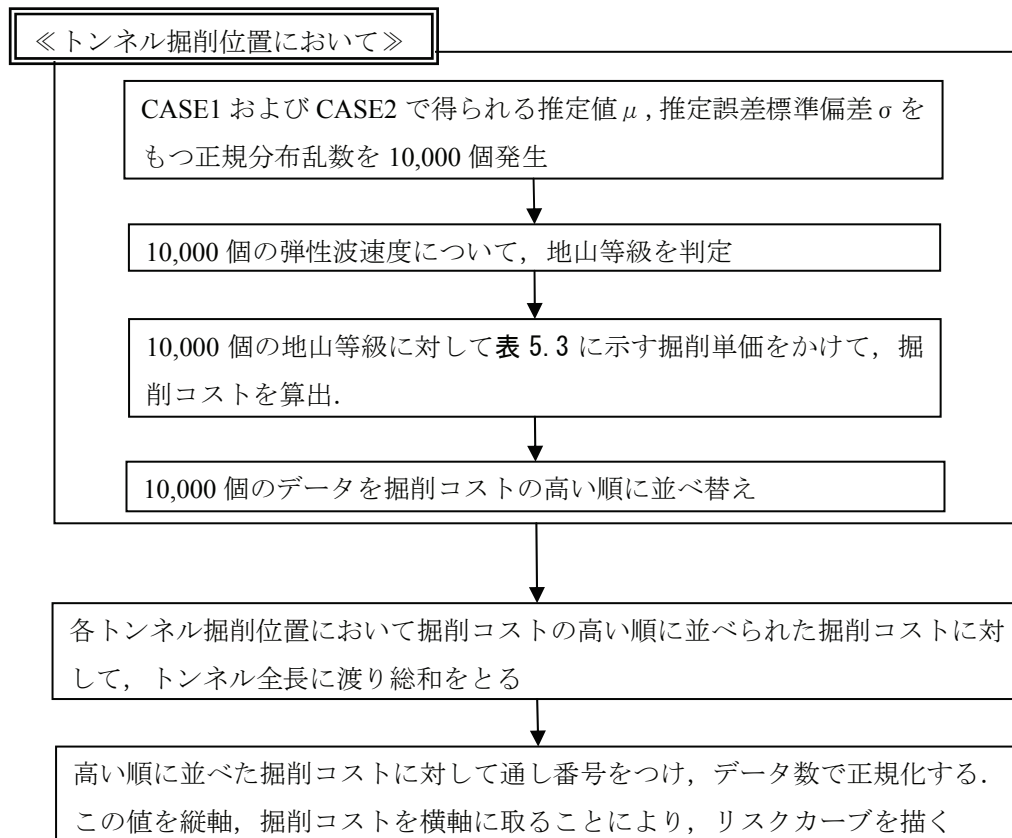


図 5.18 リスクカーブ算定の流れ

図 5.19 に CASE1 および CASE2 によるリスクカーブを示す。ここでも、超過確率 0.9 に対する地山評価を楽観シナリオ、超過確率 0.5 に対する地山評価を最尤シナリオ、超過確率 0.1 に対する地山評価を悲観シナリオとする。各シナリオにおける地山評価を図 5.20～図 5.23 に示す。図 5.19 および表 5.7 に示すように、CASE1 では、楽観シナリオは 15.4 億円、最尤シナリオは 15.6 億円、悲観シナリオは 17.0 億円であり、楽観シナリオと悲観シナリオとの差は 1.6 億円と、地山分類表における地山等級の判定の場合に比べると大きくなっている。一方、CASE2 では、楽観シナリオにおける掘削コストは 15.5 億円、最尤シナリオにおける掘削コストは 15.6 億円、悲観シナリオにおける掘削コストは 17.0 億円であり、CASE1 とほぼ同じ結果となった。なお、図 5.19 に示すように、弾性波速度の不確実性を考慮してもリスクカーブは施工実績にほぼ達していない。

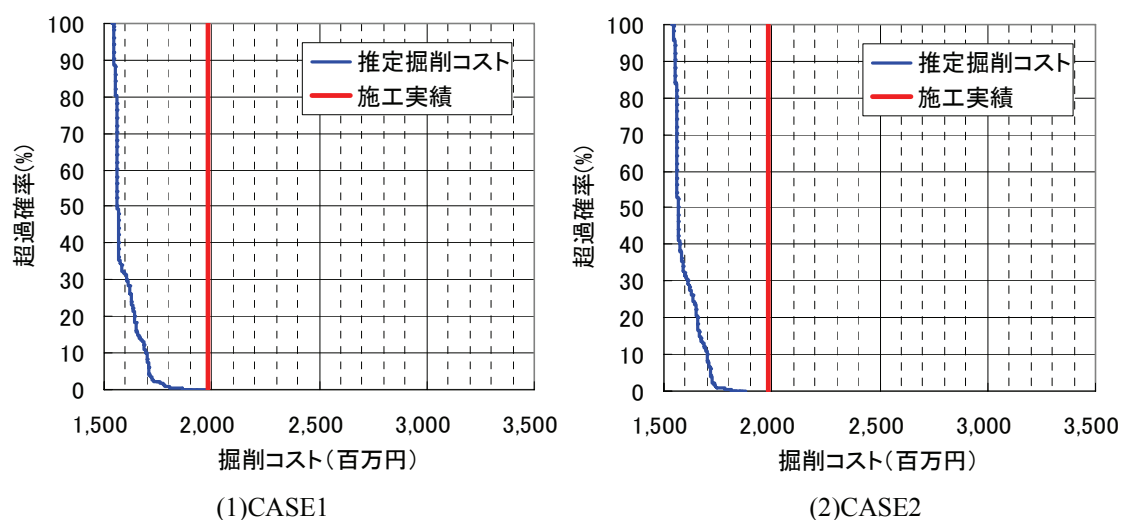


図 5.19 リスクカーブの比較

表 5.7 各シナリオにおける掘削コスト（単位：億円）

	楽観	最尤	悲観	当初設計	施工実績
CASE1	15.4	15.6	17.0	16.3	19.8
CASE2	15.5	15.6	17.0	16.3	19.8

ここで、地山評価の不確実性を考慮することにより、施工実績をどれくらい捉えることができたかについて検討する。ただし、施工実績は、あくまで施工段階において作業工程や作業の安全性などを考慮して施工技術者が判断したものであり、それ自体が不確実性を有するとともに、必ずしも実際の地山性状を忠実に反映したものではない点に留意が必要である。したがって、まずは、楽観シナリオと悲観シナリオによる地山評価の間に施工実績がおさまるかどうか、そして、実際の地山性状が不明な中で、1つの目安として施工実績と最尤シナリオによる地山評価との乖離を比較する。

表 5.9 に最尤シナリオによる地山評価と施工実績との一致率(%), 楽観シナリオと悲観シナリオによる施工実績の捕捉率(%)を示す。ここで、一致率とは、トンネル全長に対する最尤シナリオによる地山評価と施工実績が一致した割合を示すものである。また、捕捉率とは、トンネル全長に対する楽観シナリオによる地山評価と悲観シナリオによる地山評価との間に施工実績がおさまる割合を示したものである。2.1の図 2.3 に示したように、深成岩では、事前調査結果と施工実績との一致率は 30%程度である。これに対して、R トンネルの事例では、CASE1 および CASE2 とも 3.7%と極端に小さい。また、CASE1 および CASE2 とも捕捉率は 40.4%であり、弾性波速度の不確実性と、弾性波速度による地山等級の判定における不確実性を考慮しても、施工実績の約 6 割は調査結果からは想定外の地山であったという結果になっている。

表 5.8 最尤シナリオと施工実績との一致率と楽観・悲観シナリオからみた施工実績の捕捉率

	一致率(%)	捕捉率(%)
CASE1	3.7	40.4
CASE2	3.7	40.4

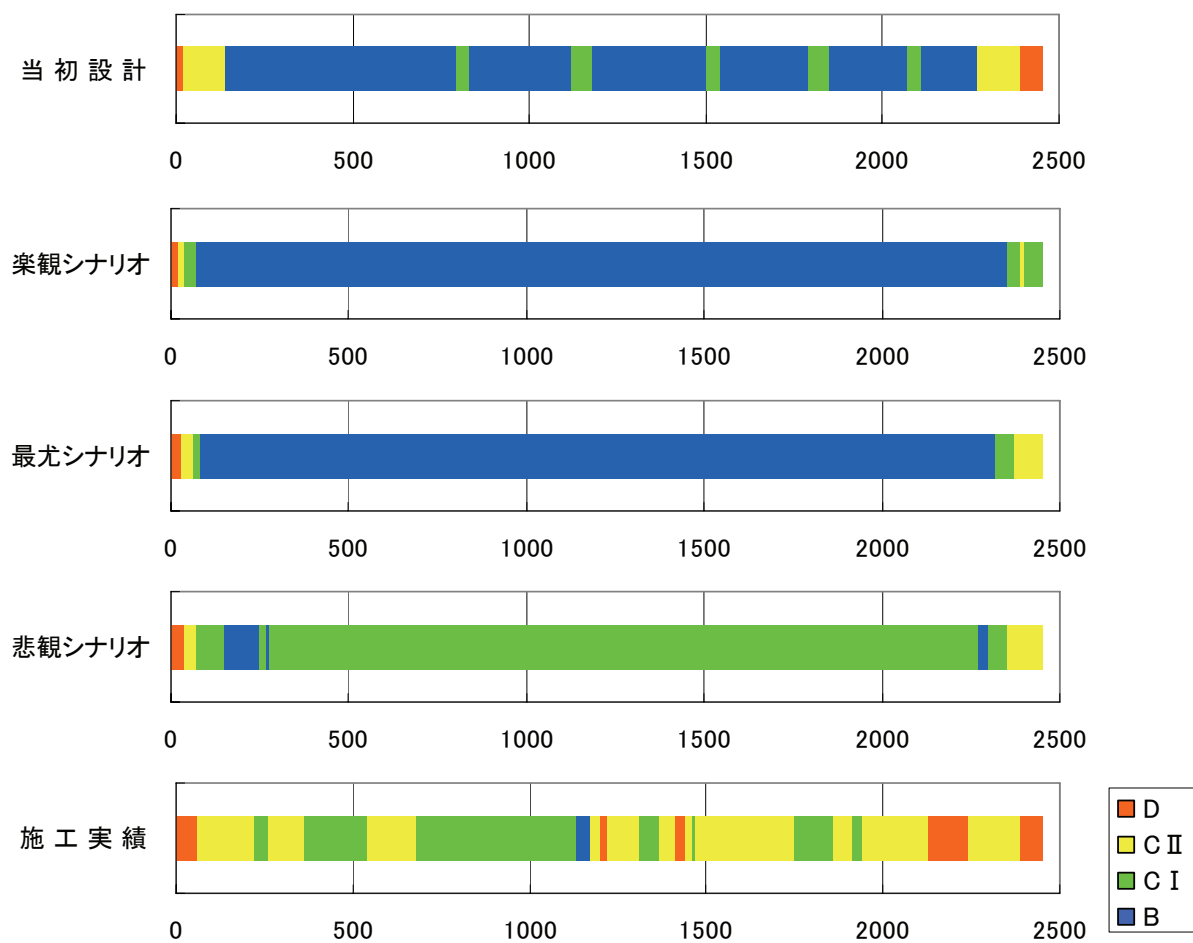


図 5.20 地山等級の比較 (CASE1)

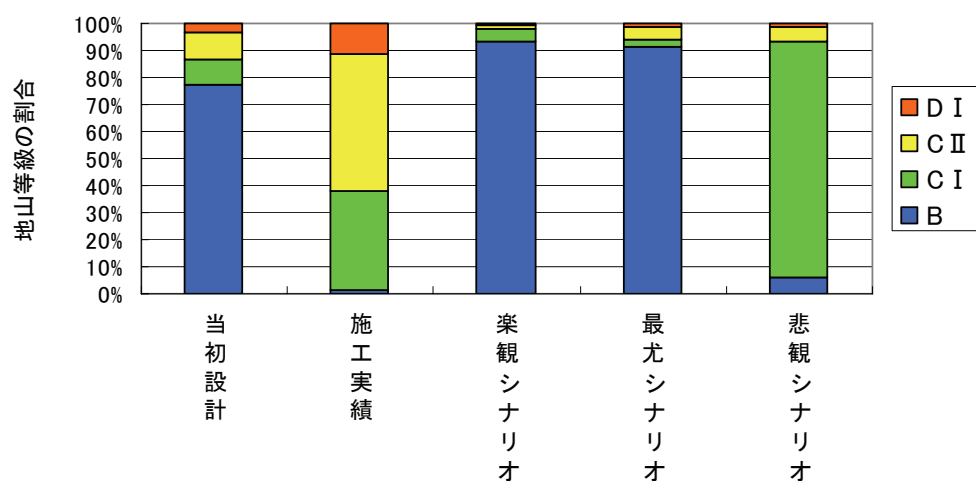


図 5.21 地山等級の比較 (各地山等級がトンネル総延長に占める割合) (CASE1)

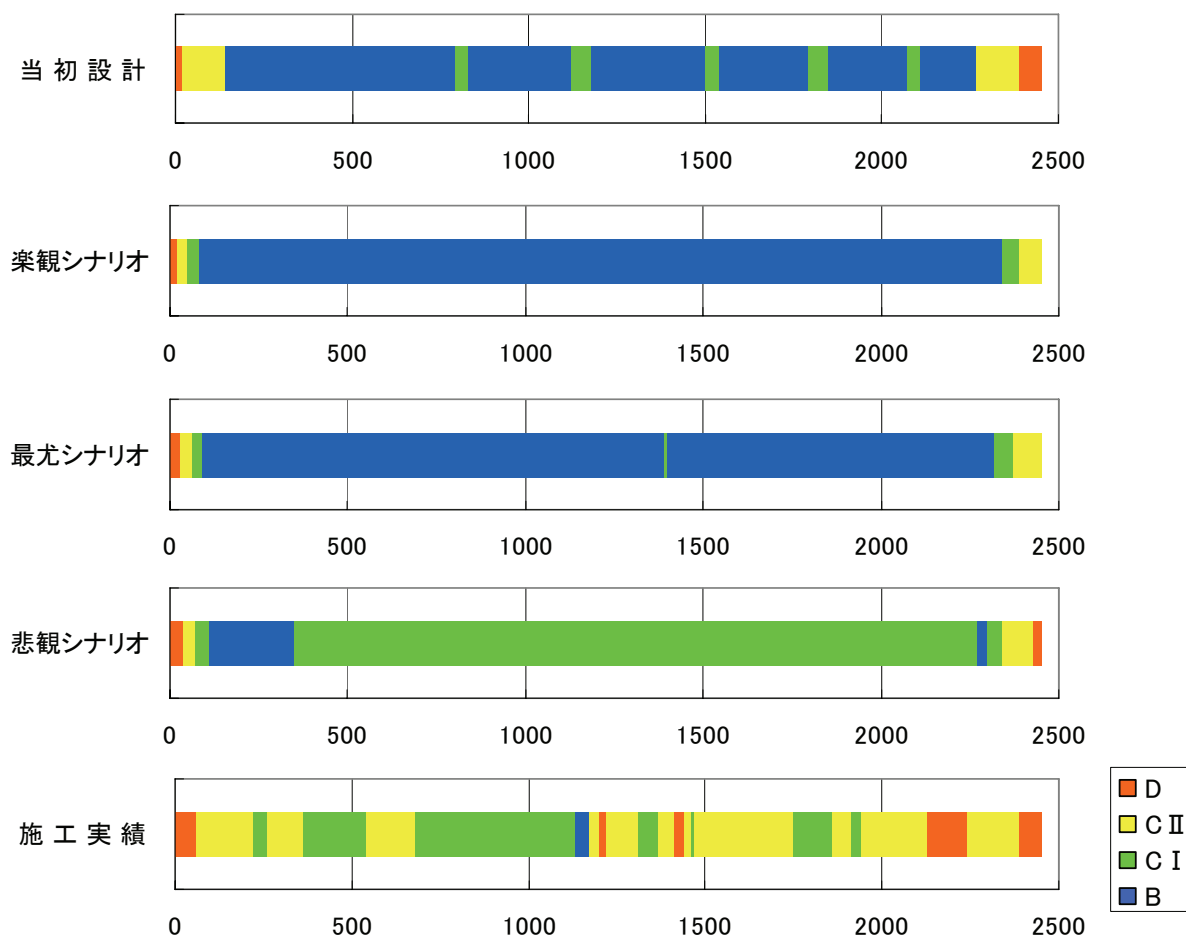


図 5.22 地山等級の比較 (CASE2)

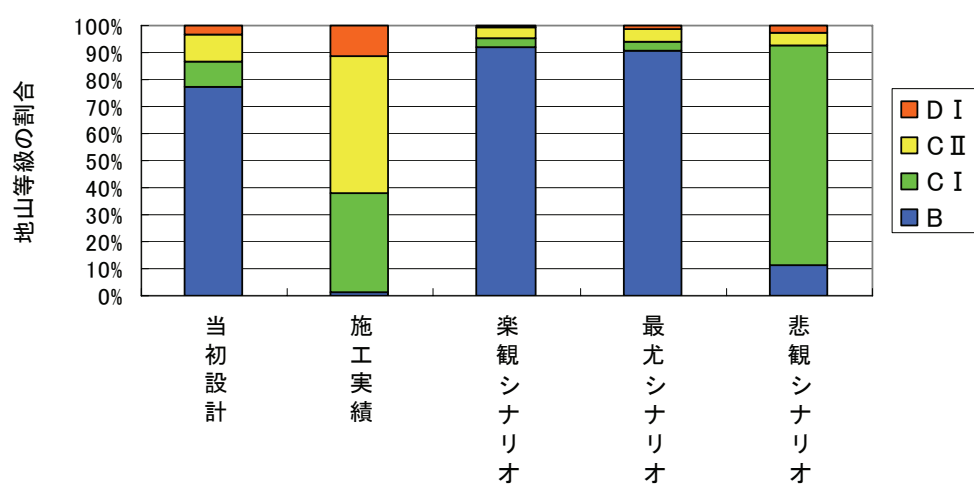


図 5.23 地山等級の比較 (各地山等級がトンネル総延長に占める割合) (CASE2)

## 5.4 事例検証 2

### 5.4.1 Tトンネルにおける事前調査の概要

#### (1) 事前調査の概要

Tトンネルは、全長 1.7km の 2 車線道路トンネルであり、図 5.24 に示すように和歌山県南部に位置する。地質は四万十帯の音無川帯に区分される付加体であり、亀裂の発達した頁岩からなる瓜谷累層と砂岩頁岩互層からなる羽六累層が分布する。

当初、弾性波速度が 4.0km/s 前後であることから、地山は C I 地山および C II 地山が主体と予測された。しかし、実際の地質は予測とは大きく異なり、掘削による応力解放やわずかな湧水により容易に細片化しやすい地山であった。掘削当初からほとんどが D 地山であり、事前調査・設計における地山評価と実際の地山状況には大きな乖離が生じていた。このため、未施工区間においても D 地山がつづくか否かを調査することを目的として、ボーリング調査（図 5.25 に示す TB1 孔）、TB1 孔を利用した高精度弾性波探査、比抵抗電気探査が実施された。また、TB1 孔においては速度検層および電気検層も実施されたが、上述のように、容易に細片化しやすい地山であり、ボーリング孔壁を保持しておくことが困難であったため、トンネル掘削位置を除きケーシングが挿入された。このため、速度検層および電気検層では、トンネル掘削位置付近のみ測定されている。

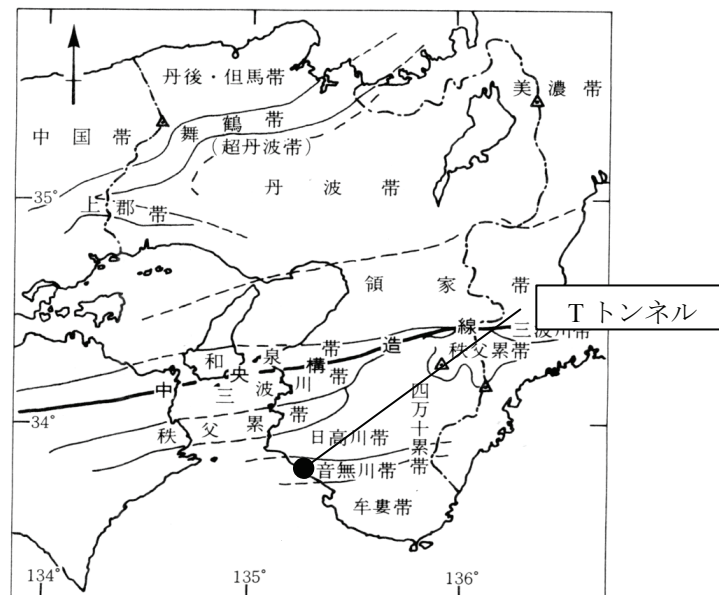


図 5.24 Tトンネル位置図

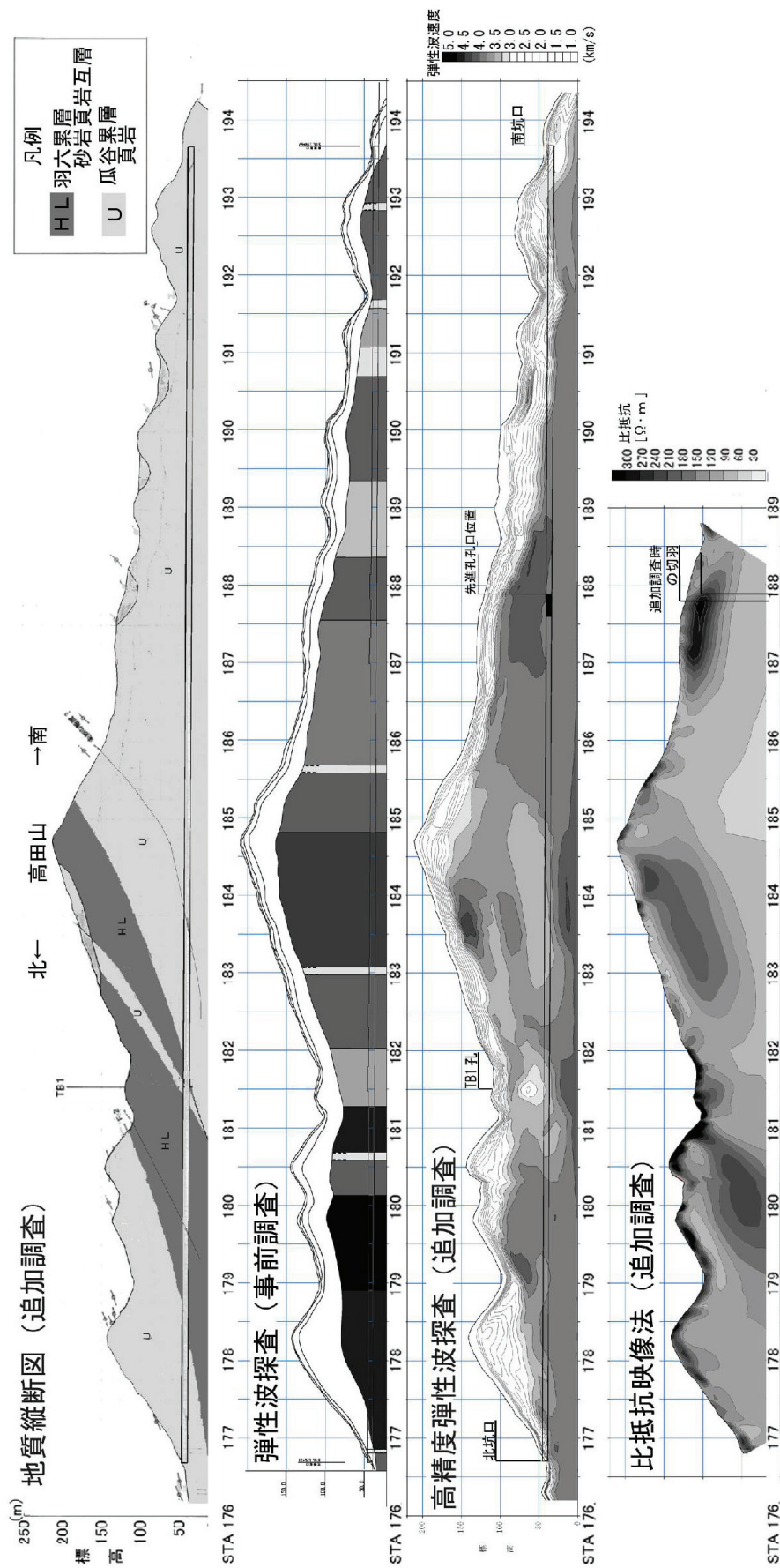


図 5.25 地質断面・弾性波速度断面，比抵抗断面<sup>50)</sup>

## (2) TB1 孔を利用した高精度弾性波探査

当初実施された屈折法弾性波探査では、図 5.25 に示したように、弾性波速度の最下層は土被りが最も大きい地点でトンネル施工基面より約 100m 上に位置する。2.3 で述べたように、最下層以深の弾性波速度については、屈折法弾性波探査では、その探査の原理上、最下層上面の弾性波速度より遅い速度層がそれ以深に存在していても検出されない。このため、一般的には最下層の弾性波速度がそのまま鉛直下方に続くものとして解釈される。図 5.25 に示すように、事前調査結果では、そのように解釈されて地山評価および設計が行われた。追加調査においては当初の屈折法弾性波探査結果に示される最下層以深の弾性波速度分布を把握することを目的として、図 5.25 に示す先進孔坑口、北坑口で発破し、TB1（トンネル掘削位置付近のみ）および地表において受振する高精度弾性波探査が実施された。

## (3) 事前設計と施工実績との比較

図 5.26 および図 5.27 に当初設計、修正設計、および施工実績との比較を示す。図 5.26 および図 5.27 に示すように、当初設計では約 6 割が C I 地山、約 2 割が C II 地山、残り約 2 割が D 地山であった。修正設計では、距離程 0～1170m が調査対象区間であり、既掘削区間の地山状況を考慮し、未施工区間のほぼ全区間において D 地山と推定された。これに対し、施工実績は、ほぼ全区間で D 地山であった。

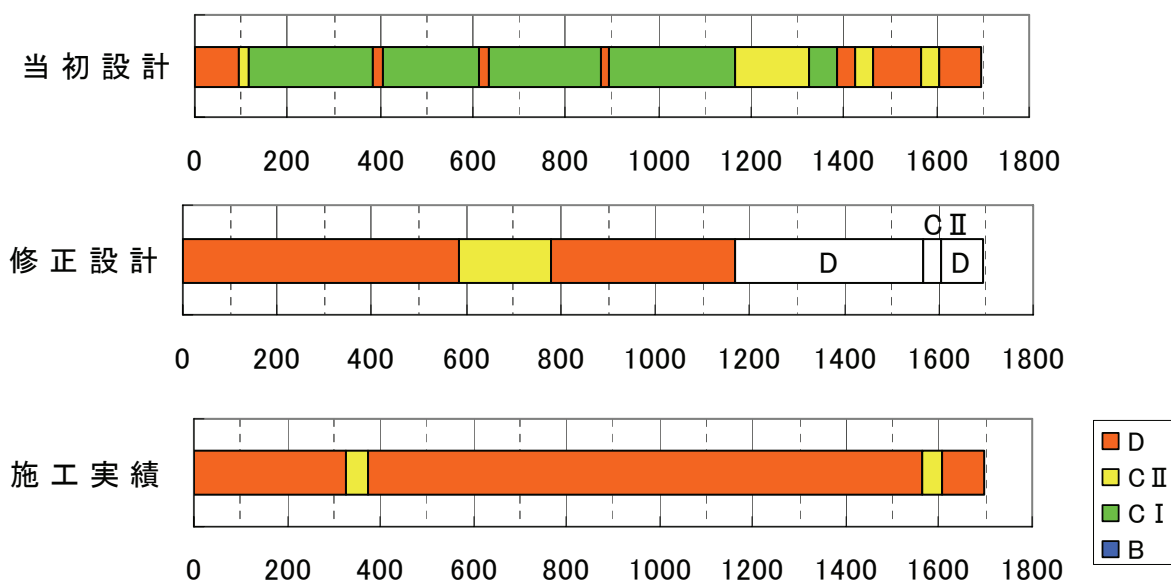


図 5.26 地山等級区分の比較

(修正設計における白抜きの部分は修正設計時点で既施工区間)



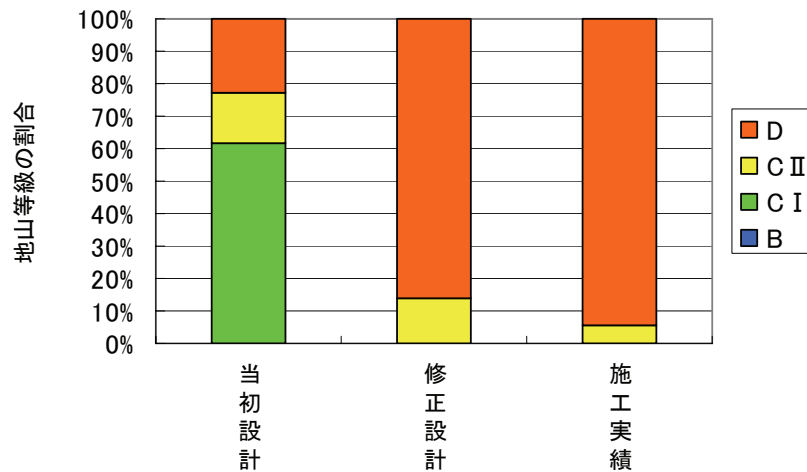


図 5.27 地山等級区分の比較 (各地山等級が総延長に占める割合)  
(修正設計には、修正設計時点での既施工区間の実績を含む)

#### (4) 掘削コストの比較

D 地山については、D I 地山として、表 5.3 に示した掘削単価により掘削コストを算出した。その結果を図 5.28 に示す。当初設計における掘削コストは 14.2 億円、これに対し、施工実績は 21.3 億円であり、両者の差は 7.1 億円であり、また、施工実績は当初設計に比べて 1.5 倍となっている。なお、わずかな湧水で細片化しやすい地山であったため、切羽において鏡ボルトの打設などの補助工法を多用したため、実際には標準支保パターンで D I 地山以上の掘削コストが生じている。

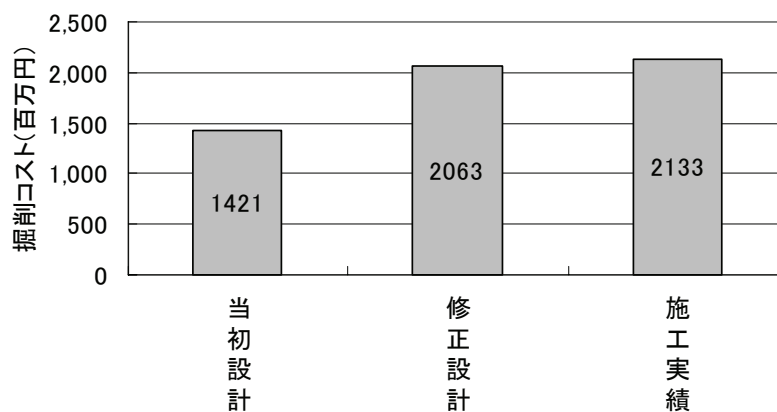


図 5.28 掘削コストの比較

#### 5.4.2 地球統計学手法による弾性波速度の推定

R トンネルと同様に、表 5.4 に示した 2 つのケース（CASE1, CASE2）で検討を行った。なお、解析条件は以下の通りである。

- 1) 解析対象は、T トンネル掘削深度を含む 1780m×210m の領域とする。
- 2) 図 5.25 に示した TB1 孔では速度検層が実施されているが、トンネル掘削位置付近のみの測定であり、データ数が極めて少ない。そこで、高精度弾性波探査結果を速度検層データの代わりに用いる。
- 3) 格子サイズは、バリオグラムにより規定される影響距離を考慮して 10m×10m とする。
- 4) 屈折法弾性波探査における最下層境界面のデータを使う場合には、計算機能力を考慮して 100m 間隔とする。

図 5.29 に TB1 孔沿いにおける高精度弾性波探査結果を示す。深度 80m 付近が屈折法弾性波探査により得られている最下層に位置する。同図に示すように、深度 80m 付近の弾性波速度に比べ、それ以深の弾性波速度が遅いことがわかる。

図 5.30 にバリオグラム、表 5.9 に指数型モデルを用いたバリオグラムのモデル化関数を示す。影響範囲（Range）は、CASE1 で 1500m, CASE2 では 13.9m と大きく異なる。図 5.31 にトンネル掘削位置における弾性波速度の推定値を示す。CASE1 では局所的な低速度帯は消えている。一方、CASE2 は、屈折法弾性波探査結果と外生ドリフト・通常型クリギングとの違いはあまりない。これは、CASE2 における影響範囲が 13.9m と小さいため、外生ドリフト・通常型クリギングにおいては TB1 孔周辺のみ速度検層のデータに適合するように調整され、その他の領域については屈折法弾性波探査結果がそのまま反映されたためと考えられる。

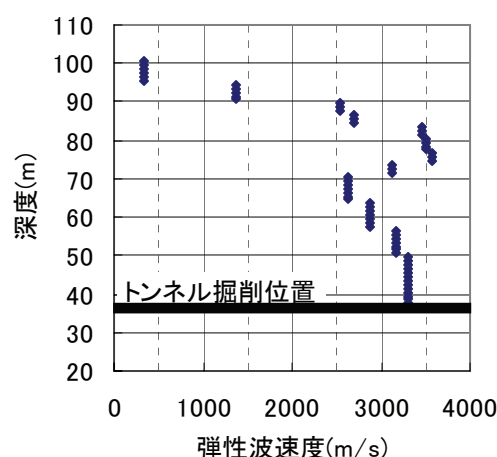


図 5.29 TB1 孔沿いの高精度弾性波探査結果

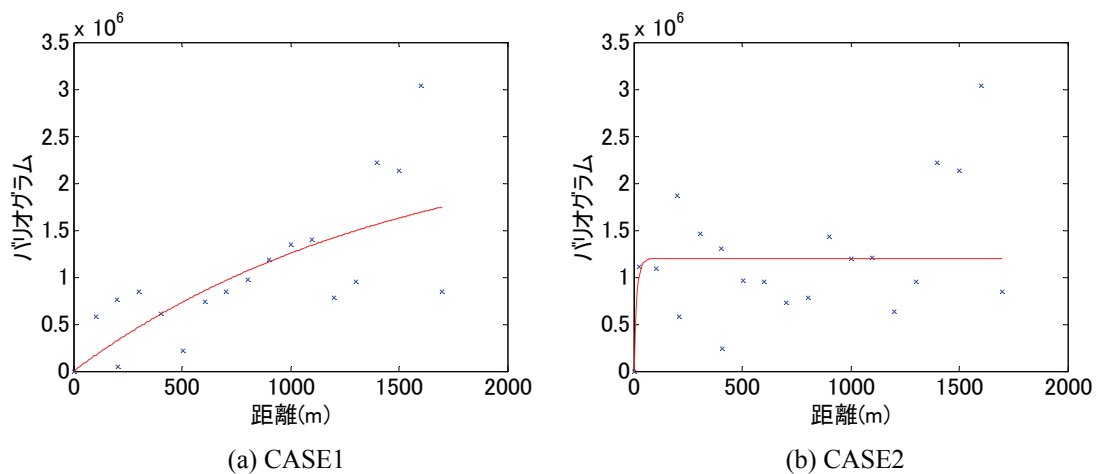


図 5.30 バリオグラム

表 5.9 バリオグラムのモデル化関数 (指数型モデル)

	CASE1	CASE2
Range(m)	1500	13.9
Sill	$2.57 \times 10^6$	$1.20 \times 10^6$

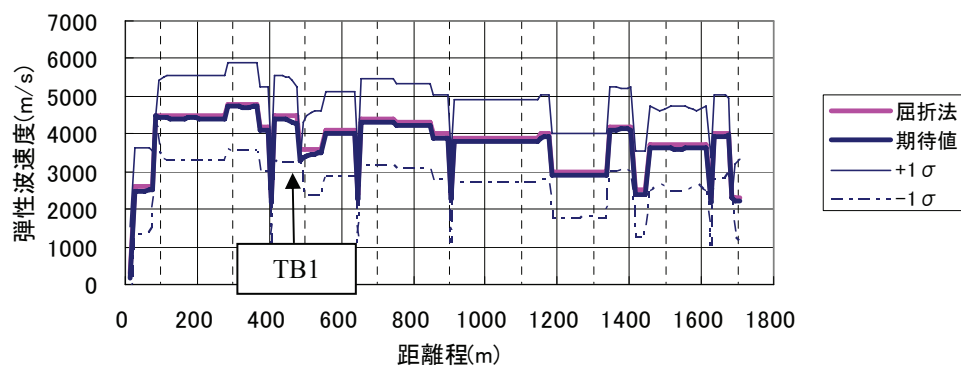
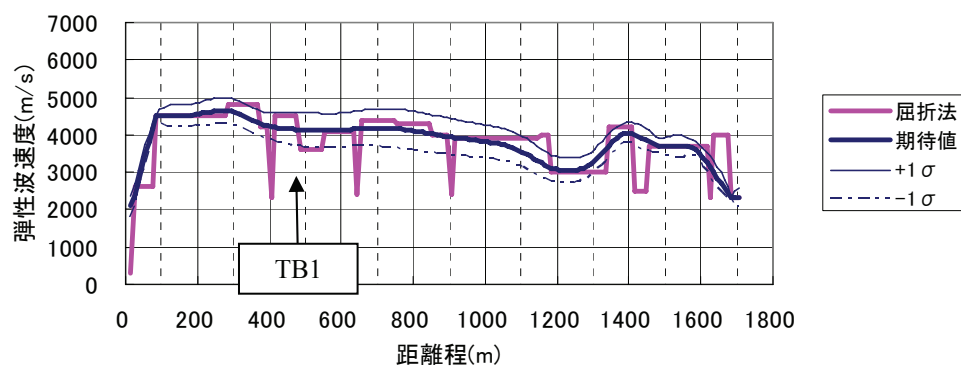


図 5.31 トンネル掘削深度における弾性波速度と推定誤差標準偏差

### 5.4.3 地盤リスクの評価

#### (1) 地盤リスクの評価方法

5.3 で述べた R トンネルと同様に，弾性波速度の不確実性と，弾性波速度から地山等級を判定する際の不確実性を考慮したモンテカルロ・シミュレーションによりリスクカーブを算定する．

##### a) トンネル掘削位置における弾性波速度の不確実性

トンネル掘削位置における弾性波速度については，R トンネルと同様に，通常型クリギングおよび外生ドリフト・通常型クリギングにより推定される期待値  $\mu$ ，推定誤差標準偏差  $\sigma$  を用いて正規分布乱数を発生させて作成した．

##### b) 地山等級の判定方法

地山分類表では，T トンネルは第三紀の泥岩が主体であり，表 5.2 に示す L 層状地山に分類される．この場合，弾性波速度区分と地山等級の関係は，図 5.32 に示すように，地山等級間で弾性波速度が一部重複する．そこで，弾性波速度が重複する区間については，0～1 の一様乱数を発生させて，乱数値が 0.5 以上であれば良好側の地山等級を，0.5 未満であれば不良側の地山等級を採用することとした．

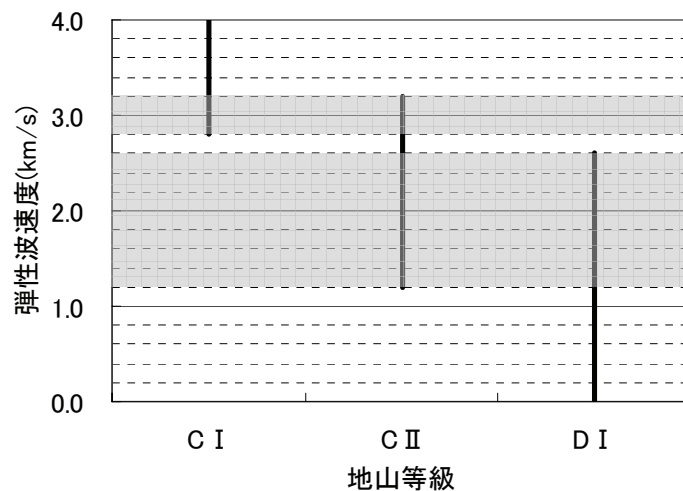


図 5.32 地山分類表における弾性波速度と地山等級の比較

(灰色で網掛けした部分が，地山等級において弾性波速度が重複する部分)

## (2) 地山分類表による地山等級の判定における不確実性

ここでは、地山分類表による地山等級における不確実性について検討する。表 5.4 に示した CASE1 および CASE2 について、R トンネルと同様に、通常型クリギングおよび外生ドリフト・通常型クリギングにより推定されたトンネル掘削位置における弾性波速度を用いリスクカーブの算定を行った。なお、地山評価は、トンネル掘削位置において 10m 間隔で実施する。これにより、T トンネルにおいては、全長 1.7km であることから、 $170 \times 10,000$  個の弾性波速度データが得られる。

図 5.33 に CASE1 および CASE2 によるリスクカーブを示す。また、図 5.33 において、超過確率 0.1 に対する地山評価を楽観シナリオ、超過確率 0.5 に対する地山評価を最尤シナリオ、超過確率 0.9 に対する地山評価を悲観シナリオとする。各シナリオにおける地山評価を図 5.34～図 5.37 に示す。まず、図 5.33 および表 5.10 に示すように、CASE1 では、楽観シナリオは 11.9 億円、最尤シナリオは 12.2 億円、悲観シナリオは 12.7 億円であり、楽観シナリオと悲観シナリオの差は 0.8 億円と小さい。図 5.34 および図 5.35 に示すように、各シナリオとも C I 地山が主体となっている。また、各シナリオとも当初設計に近い地山評価となっている。一方、CASE2 では、楽観シナリオは 12.2 億円、最尤シナリオは 12.8 億円、悲観シナリオは 13.4 億円であり、楽観シナリオと悲観シナリオとの差は 1.2 億円である。このように、CASE1、CASE2 とも掘削コストの変動幅はきわめて小さい。

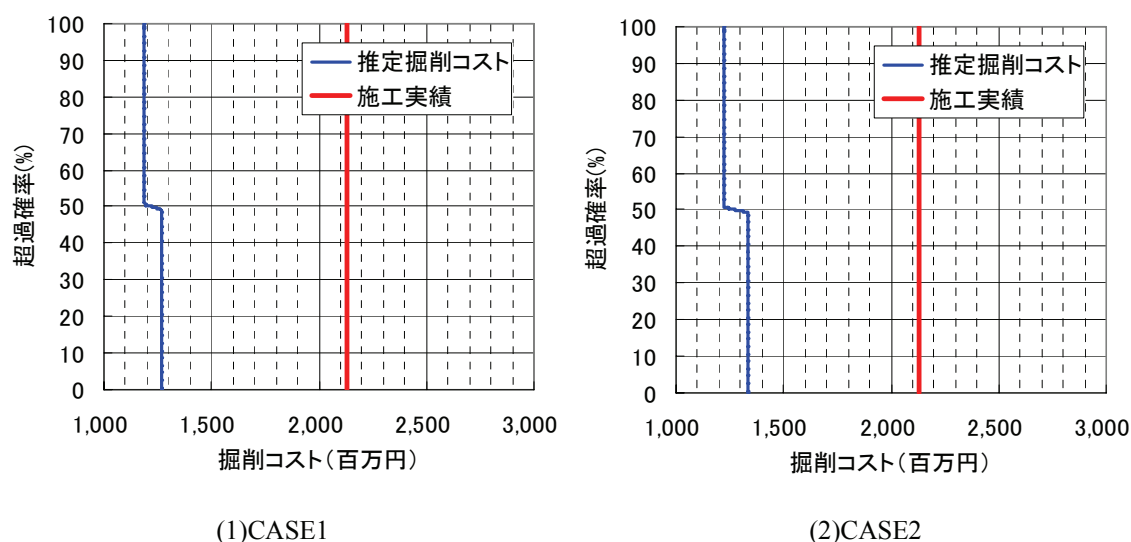


図 5.33 リスクカーブの比較

表 5.10 各シナリオにおける掘削コスト（単位：億円）

	楽観	最尤	悲観	当初設計	施工実績
CASE1	11.9	12.2	12.7	14.2	21.3
CASE2	12.2	12.8	13.4	14.2	21.3

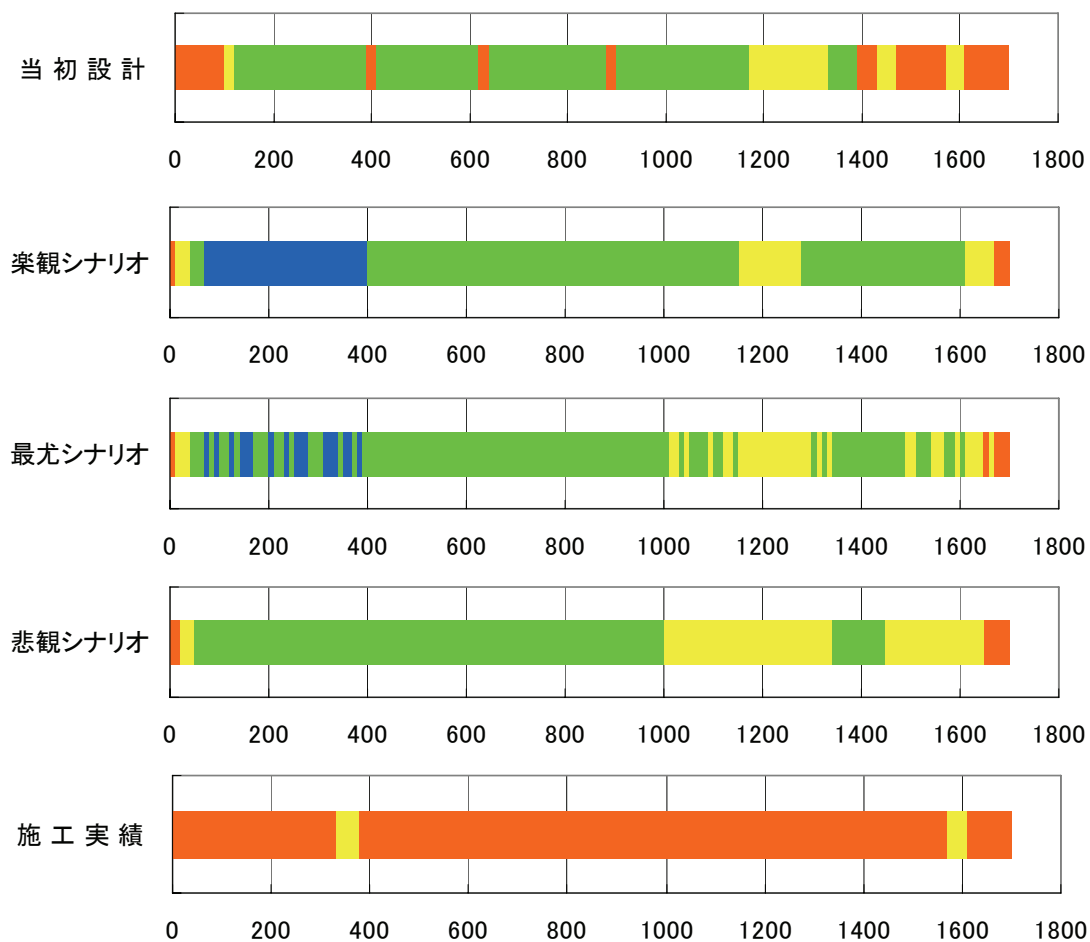


図 5.34 地山等級の比較 (CASE1)

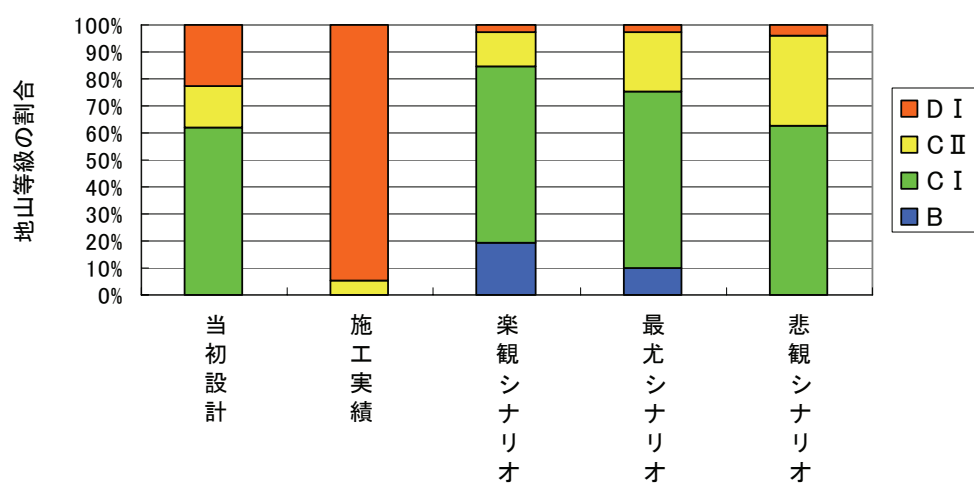


図 5.35 地山等級の比較 (各地山等級がトンネル総延長に占める割合) (CASE1)

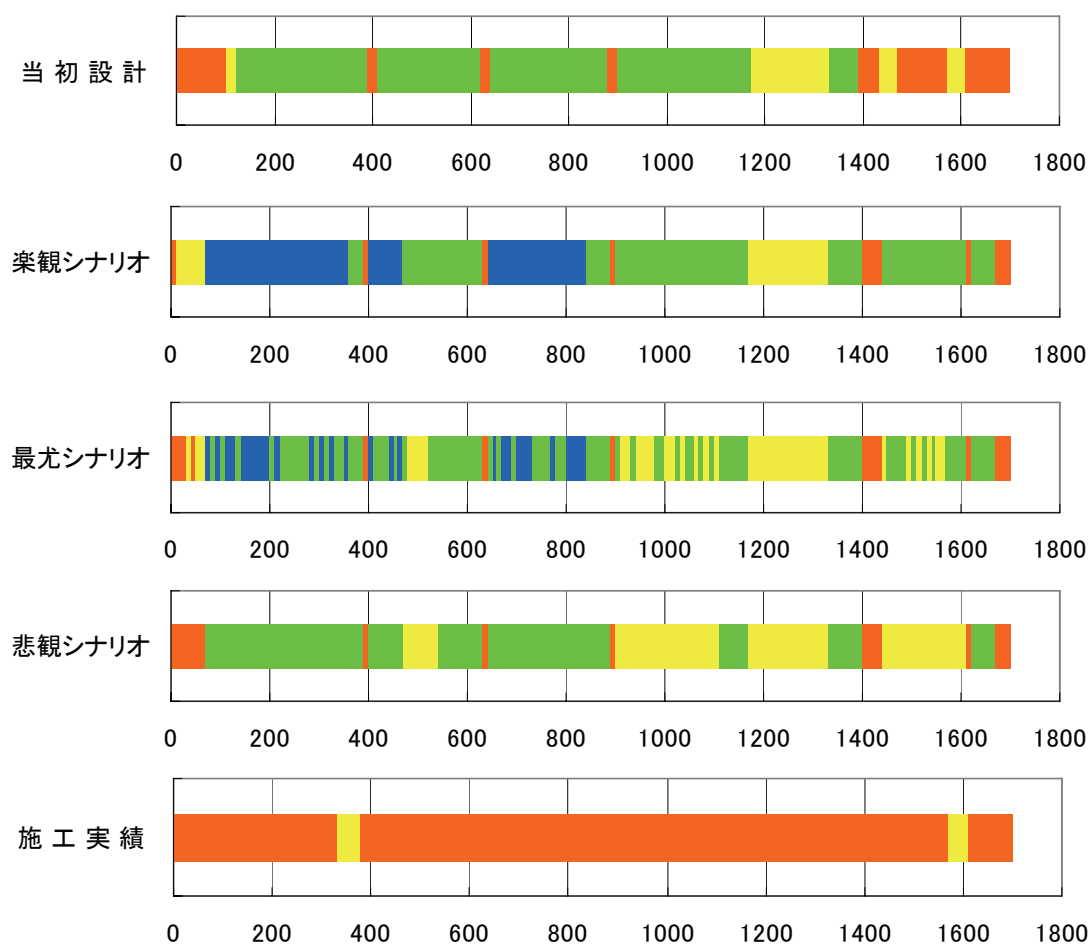


図 5.36 地山等級の比較 (CASE2)

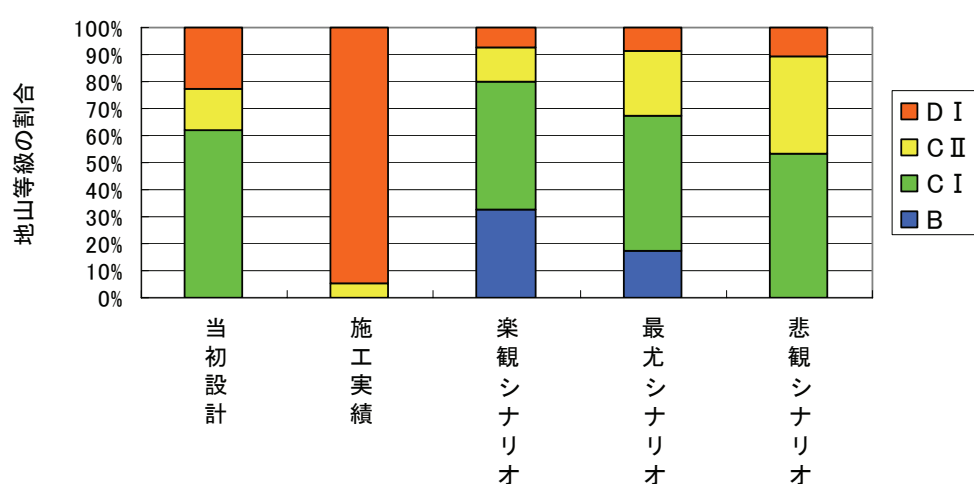


図 5.37 地山等級の比較 (各地山等級がトンネル総延長に占める割合) (CASE2)

### (3) 弾性波速度の不確実性

ここでは、弾性波速度の不確実性について検討する。表 5.4 に示した CASE1 および CASE2 についてリスクカーブの算出を行う。リスクカーブの算定方法は、R トンネルの場合と同じである（図 5.18）。

図 5.38 に CASE1 および CASE2 によるリスクカーブを示す。また、図 5.38 において、超過確率 0.9 に対する地山評価を楽観シナリオ、超過確率 0.5 に対する地山評価を最尤シナリオ、超過確率 0.1 に対する地山評価を悲観シナリオとする。各シナリオにおける地山評価を図 5.39～図 5.42 に示す。図 5.38 および表 5.11 に示すように、CASE1 では、楽観シナリオは 11.2 億円、最尤シナリオは 12.2 億円、悲観シナリオは 13.6 億円であり、楽観シナリオと悲観シナリオとの差は 1.4 億円と、地山分類表における地山等級の判定の場合に比べると大きくなっている。一方、CASE2 では、楽観シナリオは 10.9 億円、最尤シナリオは 12.8 億円、悲観シナリオは 18.0 億円であり、CASE1 より悲観シナリオの掘削コストが 4.6 億円高いという結果となった。なお、図 5.38 に示すように、弾性波速度の不確実性を考慮してもリスクカーブは施工実績にほぼ達していない。

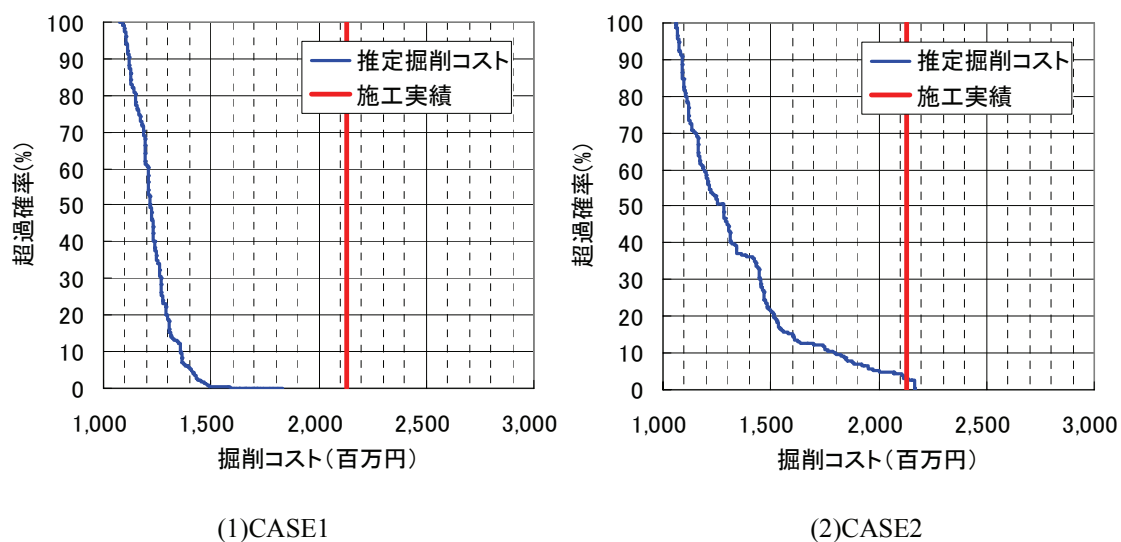


図 5.38 リスクカーブの比較

表 5.11 各シナリオにおける掘削コスト（単位：億円）

	楽観	最尤	悲観	当初設計	施工実績
CASE1	11.2	12.2	13.6	14.2	21.3
CASE2	10.9	12.8	18.0	14.2	21.3



表 5.12 に最尤シナリオによる地山評価と施工実績との一致率(%), 楽観シナリオと悲観シナリオによる施工実績の捕捉率(%)を示す。2.1 の図 2.3 に示したように、第三紀層では、事前調査結果と施工実績との一致率は 40%程度である。これに対して、T トンネルの事例では、CASE1 では 4.2%, CASE2 では 10%と小さい。また、捕捉率は、CASE1 では 8.2%, CASE2 では 57.1%と大きく改善している。これは、CASE2 では、図 5.41 および図 5.42 に示すように、悲観シナリオにおいて D 地山が現われたためである。ただ、T トンネルにおいても、捕捉率は 100%になっていない。

表 5.12 最尤シナリオと施工実績との一致率と楽観・悲観シナリオからみた施工実績の捕捉率

	一致率(%)	捕捉率(%)
CASE1	4.7	8.2
CASE2	10.0	57.1

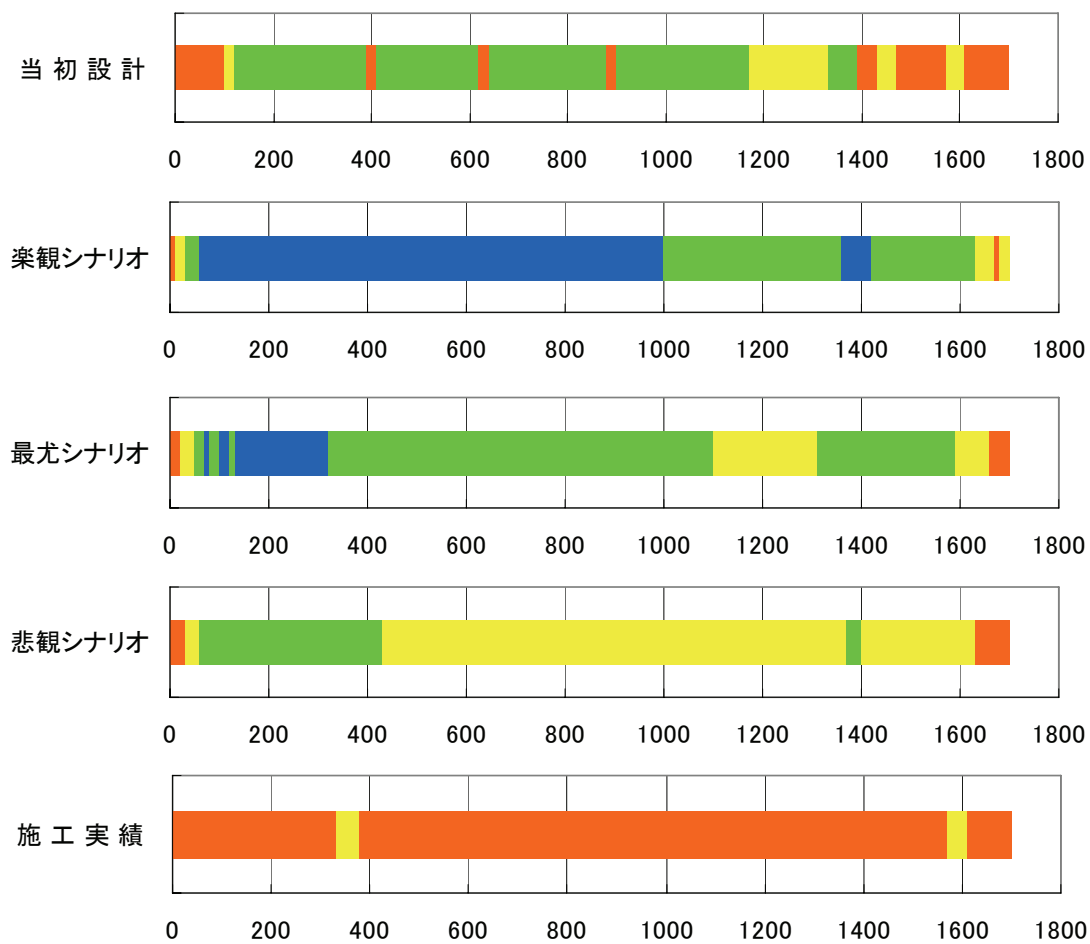


図 5.39 地山等級の比較 (CASE1)

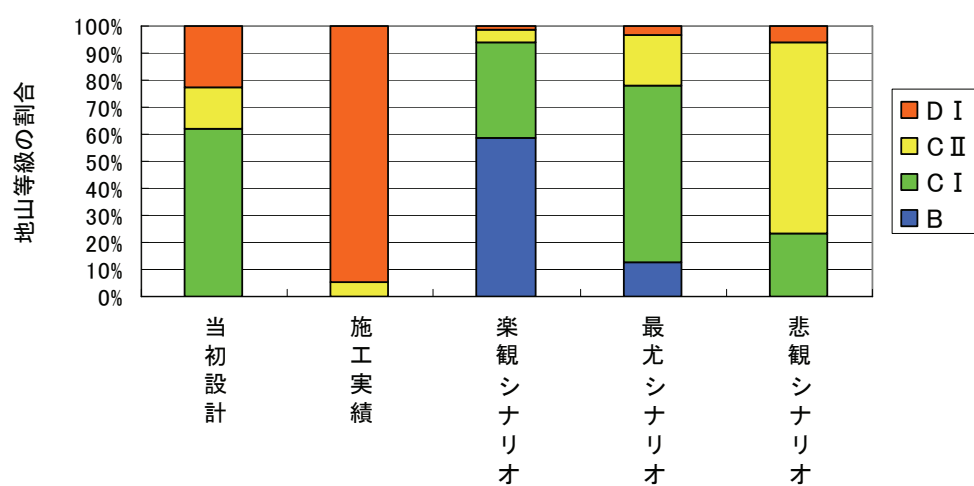


図 5.40 地山等級の比較 (各地山等級がトンネル総延長に占める割合) (CASE1)

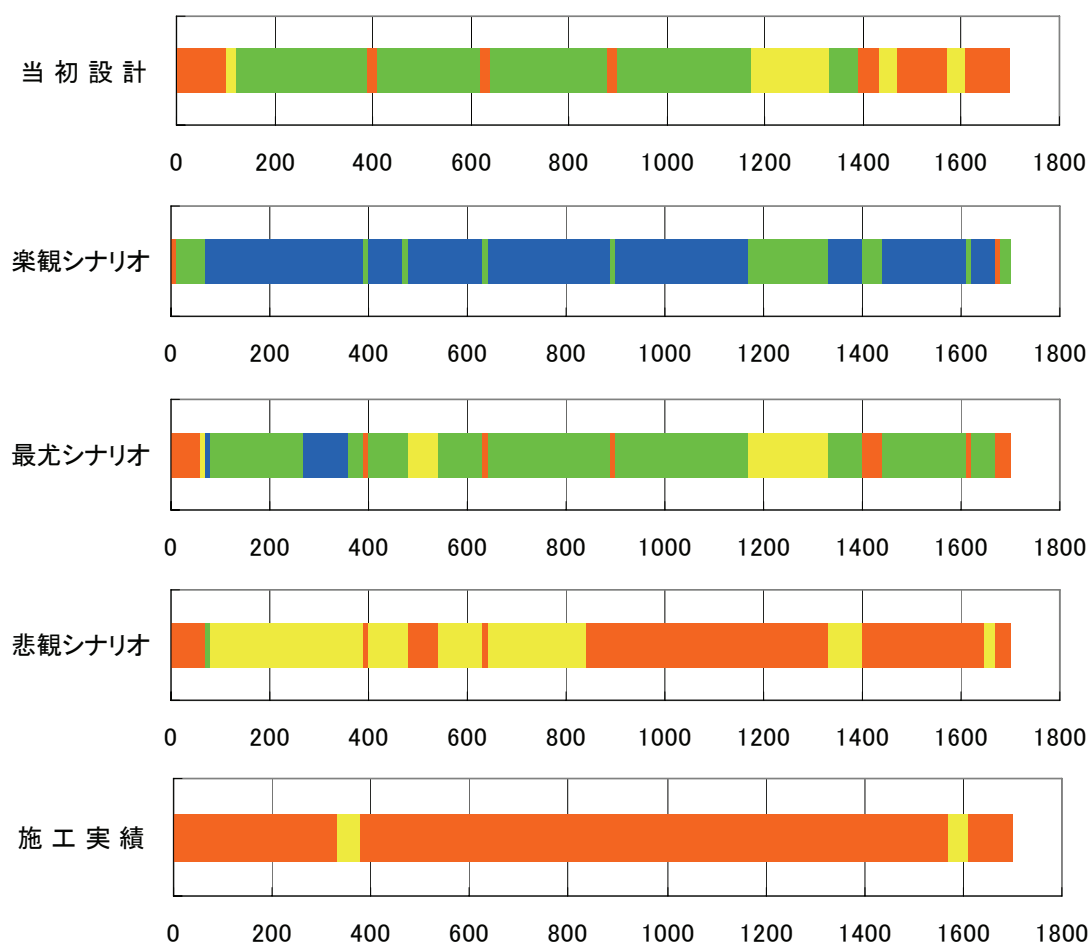


図 5.41 地山等級の比較 (CASE2)

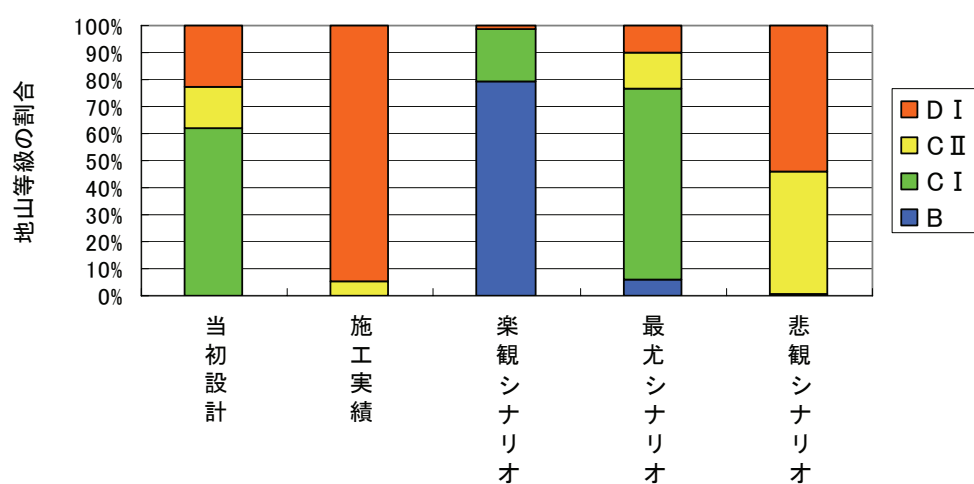


図 5.42 地山等級の比較 (各地山等級がトンネル総延長に占める割合) (CASE2)

#### 5.4.4 高精度弾性波探査による地山評価

前節では、屈折法弾性波探査により得られる最下層以深の弾性波速度については未知なるものとして地球統計学手法である通常型クリギングと外生ドリフト・通常型クリギングにより最下層以深に位置するトンネル掘削位置における弾性波速度を推定し、その値を用いて地山評価を行った。その結果、最尤シナリオと施工実績との乖離が大きいという結果になった。この原因の一つとして、トンネル掘削位置における弾性波速度の推定に問題がある可能性が考えられる。地球統計学手法による推定は、あくまで物性値が既知の点から空間距離に応じた内挿補間法であり、地山の特性に関する情報は一切反映していないためである。

T トンネルにおいては、トンネル掘削位置における弾性波速度を把握することを目的として、ボーリング孔 (TB1)、切羽と地表を利用した高精度弾性波探査が実施されている。これにより、トンネル掘削位置における弾性波速度の探査精度向上が期待される。そこで、高精度弾性波探査結果を用いて地山評価を行う。なお、トンネル掘削位置における弾性波速度の推定誤差は得られていないため、ここでは考慮せず、地山等級の判定における不確実性のみ考慮する。したがって、個々での結果は、5.3.2(2)で示した図 5.33～図 5.37 との比較となる。

図 5.43 に屈折法弾性波探査と高精度弾性波探査によるトンネル掘削位置における弾性波速度の比較を示す。高精度弾性波探査は、施工中に実施されたものであり、探査対象範囲は未施工区間の距離 0m～1170m の範囲である。

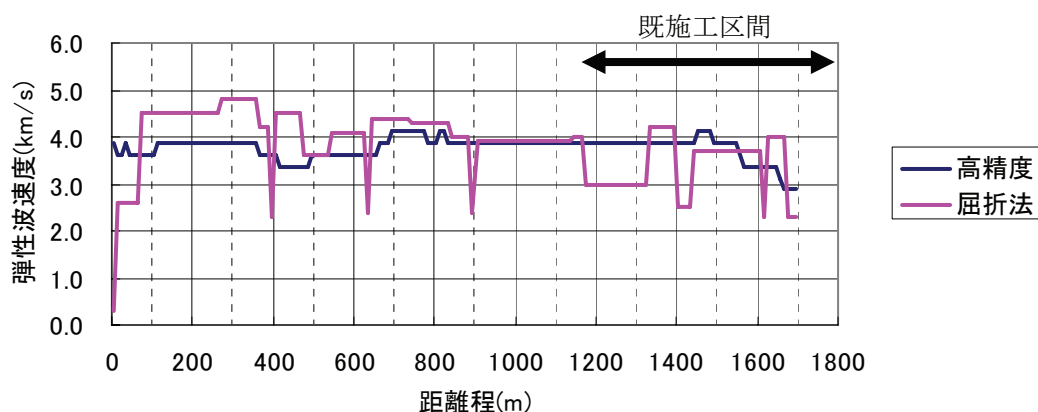


図 5.43 屈折法弾性波探査と高精度弾性波探査によるトンネル掘削位置における弾性波速度の比較 (図中に示す矢印の範囲は高精度弾性波探査実施時点で既掘削区間であり、調査対象範囲外にあたる。)

図 5.44 にリスクカーブを示す。ここでも，超過確率 0.9 に対する地山評価を楽観シナリオ，超過確率 0.5 に対する地山評価を最尤シナリオ，超過確率 0.1 に対する地山評価を悲観シナリオとする。最尤シナリオにおける掘削コストは 11.9 億円であり，施工実績である約 21.3 億円とは大きく乖離している。また，リスクカーブは施工実績に達していない。このように，高精度弾性波探査結果によるリスクカーブは，屈折法弾性波探査結果におけるリスクカーブとあまり変わらない。

図 5.45 および図 5.46 に地山評価結果を示す。楽観シナリオ，最尤シナリオ，悲観シナリオとも C I 地山が主体となっており，施工実績は D 地山が主体であることと比較すると，大きく乖離している。

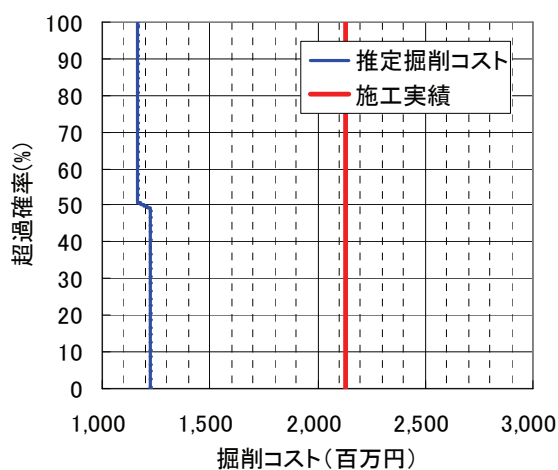


図 5.44 高精度弾性波探査結果のリスクカーブ

表 5.13 各シナリオにおける掘削コスト（単位：億円）

	楽観	最尤	悲観	当初設計	施工実績
高精度弾性波	11.6	11.9	12.2	14.2	21.3

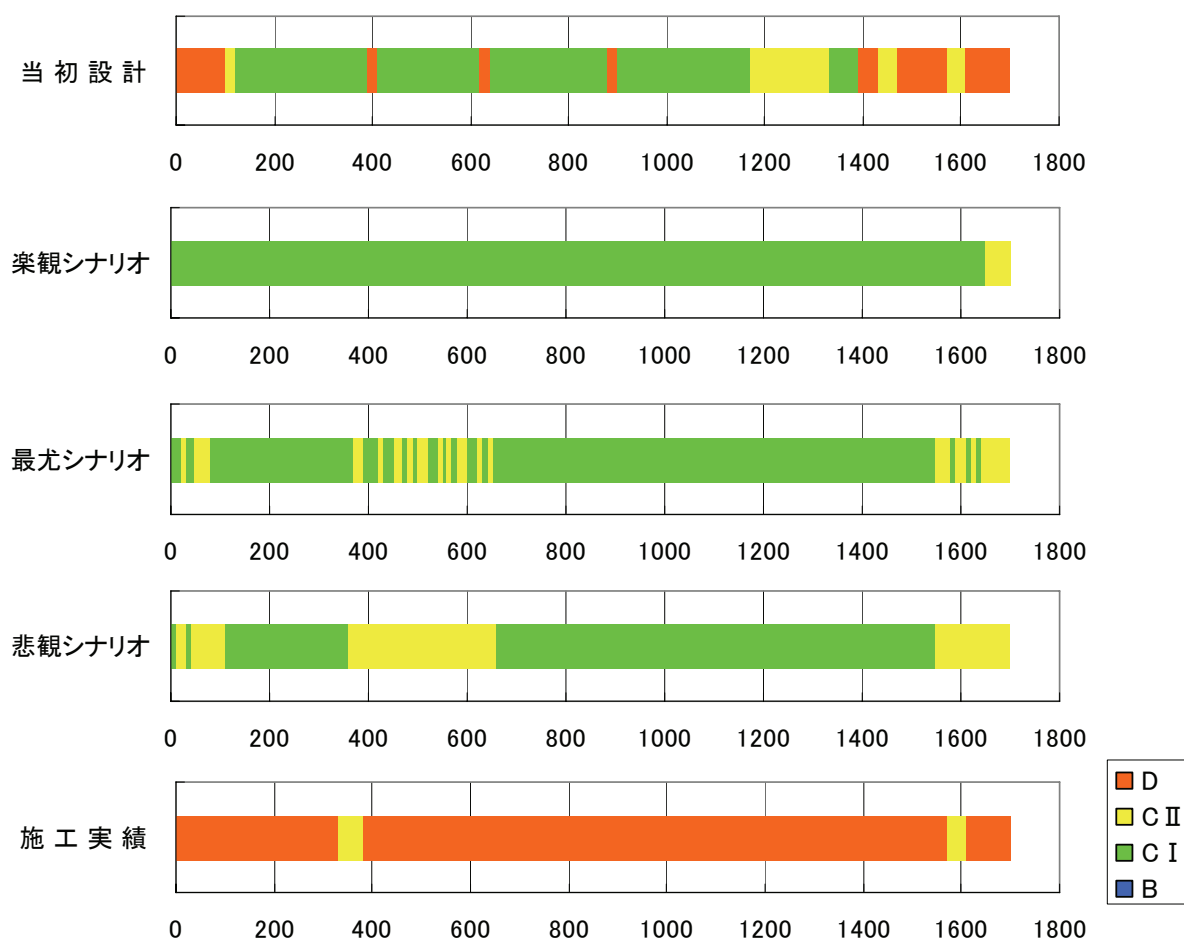


図 5.45 地山等級の比較

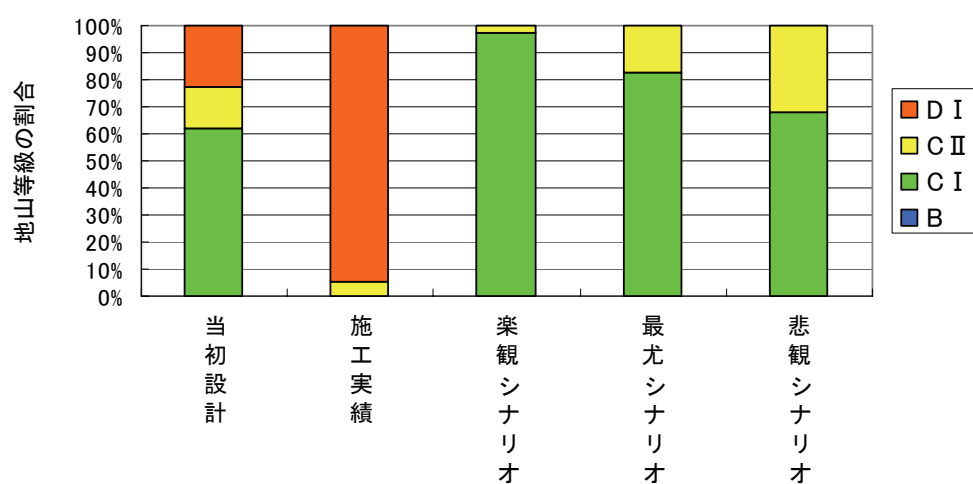


図 5.46 地山等級の比較（各地山等級がトンネル総延長に占める割合）

## 5.5 まとめ

本章では、山岳トンネルの事前調査において、一般的に用いられている地山分類表による地山評価における地盤リスクの評価を行った。地盤リスクの評価にあたっては、弾性波速度の不確実性、弾性波速度による地山等級の判定における不確実性を考慮した。地盤リスクは、結晶質岩系地山の R トンネル、堆積岩系地山の T トンネルについて評価を行った。第 2 章で整理したように、一般的には結晶質岩系地山の方が事前調査結果と施工実績との乖離は小さい。

検討の結果、地山分類表における弾性波速度による地山等級の判定における不確実性は、図 5.13 および図 5.33 に示したように極めて小さい結果となった。また、地球統計学手法（通常型クリギングおよび外生ドリフト・通常型クリギング）による弾性波速度の不確実性を考慮しても、図 5.19 および図 5.38 に示したように、リスクカーブの外に施工実績が位置する結果となった。このように、弾性波速度のみによる地山評価では、施工実績から推定される建設コストを推定することはできなかった。したがって、R トンネル、T トンネルとも、地山分類表を用いて地山評価を行うためには、その他の地質情報（たとえば、ボーリングデータや地表地質踏査結果）を活用する必要がある。ただ、これらのデータは点あるいは線の情報であり、しかも定性的な情報である。このため、これらの情報をもとにしたリスクカーブの算定は困難である。

弾性波速度のみによる地山評価では、施工実績との乖離を小さくすることが困難である理由の 1 つとして、屈折法弾性波探査等により得られる弾性波速度が地山の初期応力状態のものであり、切羽における応力解放状態の地山性状を反映したものではないことが挙げられる。

この問題を解決するため、城間ら<sup>26)</sup>は、トンネル坑壁で測定した弾性波速度と地表で屈折法弾性波探査結果を比較し、地質ごとに次式で定義する弾性波速度の低減率を提案している。

$$\text{低減率} = 1 - \frac{V_{pl}}{V_{p0}} \quad (5.1)$$

ここで、 $V_{pl}$  は坑壁における弾性波速度、 $V_{p0}$  は屈折法弾性波探査による弾性波速度である。各地質における低減率とばらつきは表 5.14 のようにまとめられている。

表 5.14 各地質における弾性波速度の低減率<sup>26)</sup>

岩種	期待値 + $\sigma$	期待値	期待値 - $\sigma$
深成岩	0.38	0.52	0.66
第三紀層	0.46	0.58	0.71
中古生層	0.50	0.63	0.77
変成岩	0.46	0.46	0.46

表 5.14 をもとに、トンネル掘削位置における低減率をかけた弾性波速度を図 5.47 に示す。同図に示すように、応力解放状態の弾性波速度は初期応力状態の弾性波速度に比べて大幅に低下すると推察される。ただ、現時点では、低減率をかけた弾性波速度による地山分類表は作成されていないため、地山分類表のような形で、低減率をかけた弾性波速度による地山評価は行うことができない。

近年、ボーリングコアの評価点を用いて地山評価を行う手法が提案されている。この手法では、応力解放状態にあるボーリングコアの評価点を地山評価に取り込むことから、事前調査段階で応力解放状態にある切羽における掘削性のある程度評価することが可能になることが期待される。さらには、対象地山のボーリングデータを地山評価に取り込むことから、対象地山特有の地山性状の特性を地山評価に反映させることが可能と考えられる。したがって、弾性波速度のみを用いて地山分類表により地山評価を行う場合より、精度の高い地山評価を行えることが期待される。そこで、第 6 章では、ボーリングコアの評価点を用いた地山評価方法について検討を行う。

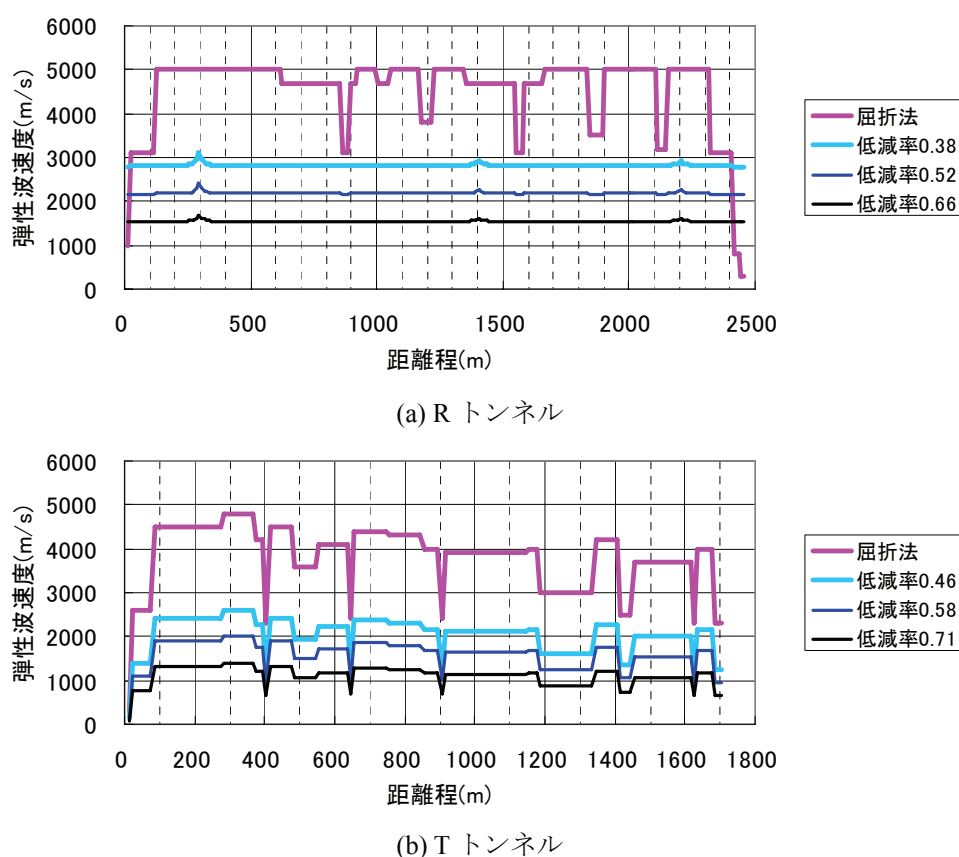


図 5.47 低減率をかけたトンネル掘削位置における弾性波速度



## 第6章 コア評価点を用いた地山評価

---

### 6.1 コア評価点を用いた地山評価手法

NEXCO（旧日本道路公団）では、切羽観察記録をもとに評価点をつけ、その評価点をもとに地山等級区分および標準支保パターンを選定する手法を導入している<sup>51)~53)</sup>（これを新切羽評価点法と呼んでいる）。切羽評価点は図 6.1 に示すように、切羽において圧縮強度、風化変質、割れ目の間隔、割れ目の状態、湧水量、水による劣化について評価し、各評価区分については、表 6.1 に示す配点表により点数化するものである。こうして得られた切羽評価点に対して、表 6.2 に示す切羽評価点と地山等級区分の目安をもとに地山評価を行うものである。ここで注目すべき点は、第 5 章で検討した地山分類表においては、弾性波速度が地山評価における重要な情報として位置づけられているのに対し、切羽において地山等級を判定する際には弾性波速度は一切用いられていないことである。すなわち、事前調査段階における地山評価と、施工段階における地山評価では、判定指標が大きく異なっている。木村ら<sup>21)</sup>は、このような事前調査と施工時の地山評価における判定指標の違いが、事前調査における地山評価と施工時の地山評価における乖離を生む原因と考え、事前調査段階で新切羽評価点法と同様の地山評価を行う手法を提案している。具体的には、図 6.2 に示すように、ボーリングコアに対して、圧縮強度、風化変質、割れ目の間隔、割れ目の状態について切羽評価点と同様の点数化を行うとともに、ボーリング孔内で実施する湧水圧試験や室内で実施するスレーキング試験等の結果をもとに、マイナス調整点として湧水量および水による劣化を評価するものである。こうして得られた点数をコア評価点と呼んでいる。コア評価点をつけたボーリング孔と同じボーリング孔で実施された速度検層等のデータを用いて、図 6.3 に示すような弾性波速度とコア評価点との相関式を求める。この相関式を用いて、屈折法弾性波探査等により得られるトンネル掘削位置における弾性波速度から、トンネル掘削位置におけるコア評価点を算出する。そして、コア評価点は前述の切羽評価点とほぼ一致するとみなし、表 6.2 に示す評価点と地山等級区分の目安を用いて地山評価を行う手法である。

コア評価点は、海外の岩盤分類で広く用いられている RMR 値とほぼ同様のものであり、日本の道路トンネルにおける地山等級区分に適合するように調整したものと言える。

また、コア評価点を用いた地山評価手法は、弾性波速度の代わりに比抵抗を用いることも可能である。従来、比抵抗による定量的な地山評価基準がなかったことから、比抵抗による新たな定量的な地山評価手法となり得るものである。

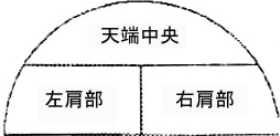
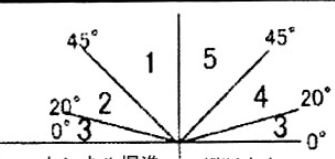
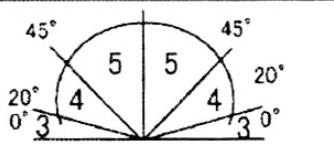
トンネル切羽観察記録		地質	日付							
		評価の目安：劣悪な部分が占める割合 30% 以上 → 劣悪な部分の状況で評価 10-30% → 両者の中間ランク 10% 以下 → 他の良好な部分の状況で評価								
		記録者								
		Sta + m								
		TD = m								
		支保パターン								
		土被り m								
観察項目	評価区分						記入欄			
圧縮強度	一軸圧縮強度	100 以上	100-50	50-25	25-10	10-3	3 以下	左	中	右
	ポイントロード	4 以上	4-2	2-1	1-0.4	0.4 以下				
	ハンマー打診	岩片を地面に置きハンマーで強打しても割れにくい	岩片を地面に置きハンマーで強打すれば割れる	岩片を手にとってハンマーでたたいて割れる	岩片どうしをたたき合わせて割ることが出来る	両手で岩片を部分的にでも割ることが出来る	力をこめれば小岩片を指先で潰すことが出来る			
	評価区分	1	2	3	4	5	6			
風化変質	風化の目安	概ね新鮮		割れ目沿いの風化変質		岩芯まで風化変質		土砂状風化・未固結土砂		
	熱水変質などの目安	変質は見られない		割れ目に粘土挟む		変質により岩芯まで強度低下		土砂状・粘土化		
	評価区分	1		2		3		4		
割目間隔	間隔	1m 以上	1m-50cm	50-20cm	20-5cm	5cm 以下		左	中	右
	RQD	80 以上	80-50	60-30	40-10	20 以下				
	評価区分	1	2	3	4	5				
割目状態	割れ目の開口度	密着	一部開口 (1mm 以下)	多くが開口 (1mm 以下)	開口 (1-5mm)	5mm 以上の開口		左	中	右
	挟在物	なし	なし	なし	5mm 以下の粘土	5mm 以上の粘土				
	粗度・鏡肌	粗い	割れ目平滑	一部鏡肌	よく磨かれた鏡肌					
	評価区分	1	2	3	4	5				
走向傾斜	縦断方向							左	中	右
	横断方向									
湧水量	状態	なし・滴水 1 滴 / 分	滴水程度 1-20 滴 / 分	集中湧水 20-100 滴 / 分	全面湧水 100 滴 / 分以上		左	中	右	
	評価区分	1	2	3	4					
劣化	水による劣化	なし	緩みを生ず	軟弱化	流出		左	中	右	
	評価区分	1	2	3	4					
評価点							評価点 = (右肩 + 左肩 + 2 × 天端) / 4		合計	

図 6.1 切羽観察記録シート例

表 6.1 切羽観察項目の配点表

岩質/評価区分			1	2	3	4	5	6
圧縮強度	塊状	硬質岩	36	29	22	14	7	0
		中硬質・軟質岩	32	26	19	13	6	0
	層状	中硬質岩	36	29	22	14	7	0
		軟質岩	39	31	24	16	8	0
風化変質	塊状	硬質岩	19	12	6	0		
		中硬質・軟質岩	19	13	6	0		
	層状	中硬質岩	22	15	7	0		
		軟質岩	20	13	7	0		
割目間隔	塊状	硬質岩	19	14	9	5	0	
		中硬質・軟質岩	24	18	12	6	0	
	層状	中硬質岩	9	7	4	2	0	
		軟質岩	12	9	6	3	0	
割目状態	塊状	硬質岩	26	20	13	7	0	
		中硬質・軟質岩	25	19	12	6	0	
	層状	中硬質岩	33	25	16	8	0	
		軟質岩	29	22	14	7	0	

		湧水量の評価区分			
		1	2	3	4
劣化の評価区分	1	0	0	-5	-10
	2	0	-5	-7	-10
	3	-5	-7	-10	-15
	4	-7	-10	-15	-20

表 6.2 切羽評価点と地山等級（標準支保パターン）の目安

地山等級 (標準支保パターン)	切羽評価点の範囲
B-a	65～
C I -a	55～70
C II -a	45～60
C II -b	35～50
D I -a	20～40
D I -b	～30

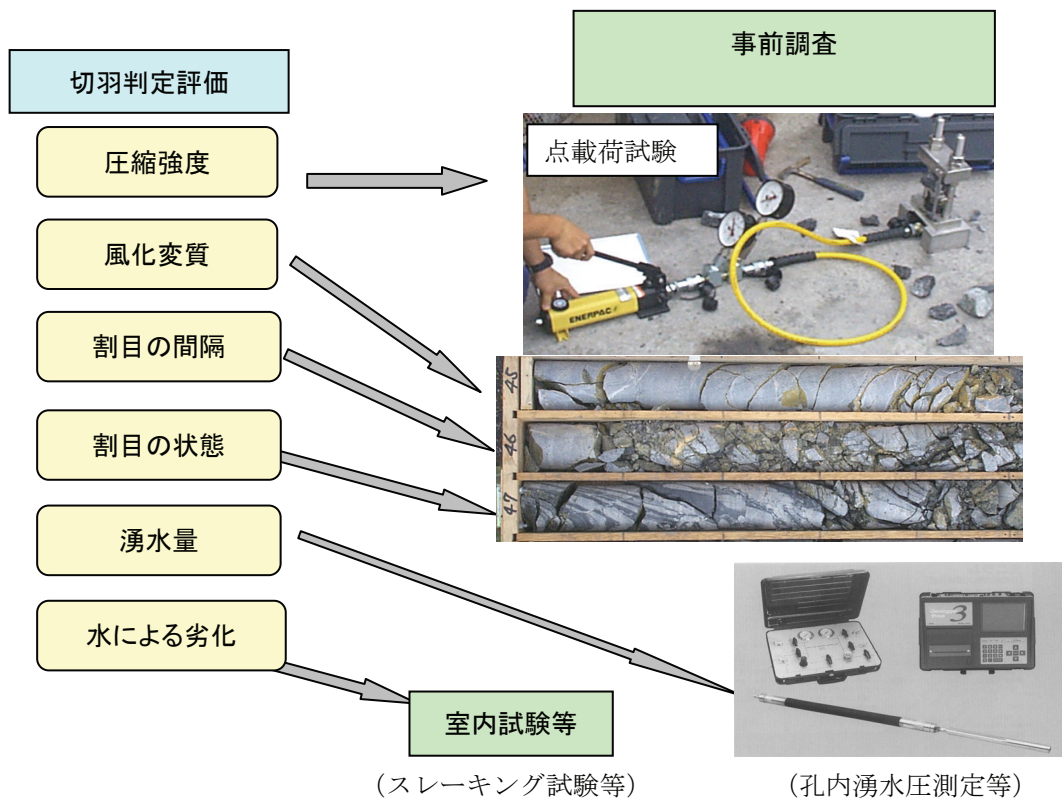


図 6.2 ボーリングコアを用いた点数化手法

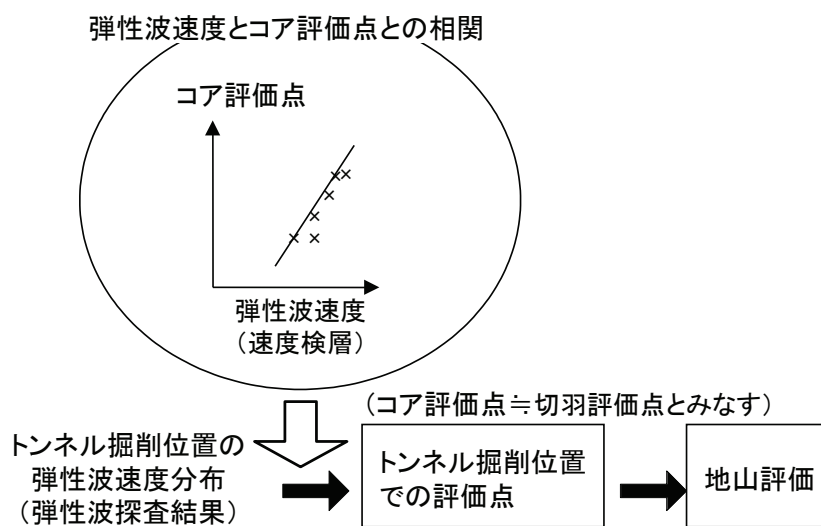


図 6.3 コア評価点による地山評価の流れ

## 6.2 コア評価点を用いた地山評価における不確実性の要因と地盤リスクの評価方法

ここでは、コア評価点を用いた地山評価におけるリスク評価を行う。コア評価点を用いた地山評価においては、図 6.4 に示すように、①トンネル掘削位置における弾性波速度の推定、②トンネル掘削位置におけるコア評価点の推定、③トンネル掘削位置における地山等級の推定という 3 つの推定が行われる。このため、各段階の推定における不確実性を評価する必要がある。

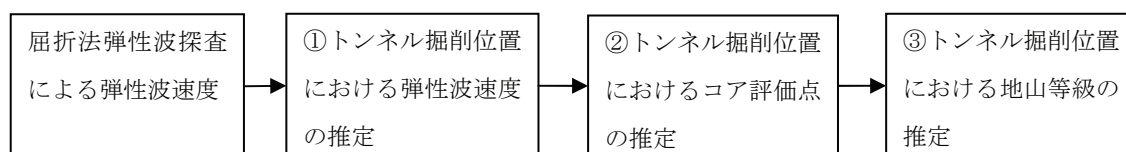


図 6.4 コア評価点による地山評価の流れ

### (1) トンネル掘削位置における弾性波速度の推定

屈折法弾性波探査では、比較的大きなスケールの地山の弾性波速度を捉えている。これに対し、図 6.4 に示した②におけるコア評価点の推定においては、速度検層というコアのスケールにおける弾性波速度とコア評価点との相関式を用いる。このため、②への入力値としてコアのスケールでの弾性波速度を求める必要がある。屈折法弾性波探査結果から、コアのスケールの弾性波速度を推定する方法としては、①地球統計学手法による推定、②屈折法弾性波探査結果と速度検層結果との関係を利用した推定の 2 通りが考えられる。

①については、地球統計学手法の 1 つである外生ドリフト・通常型クリギングを利用する。外生ドリフト・通常型クリギングでは、屈折法弾性波探査結果は地山の弾性波速度の速い遅いという相対的な分布傾向を示すデータとして扱い、その分布傾向を速度検層データにフィッティングさせる。したがって、この方法は、屈折法弾性波探査により得られる弾性波速度から、速度検層というコアのスケールに近い弾性波速度に変換しているとみなすことができる。なお、外生ドリフト・通常型クリギングにおいては、推定誤差は推定値（期待値） $\mu$  まわりに左右対称の標準偏差  $\sigma$  をもつ正規分布として得られる。

一方、②については、屈折法弾性波探査による弾性波速度と速度検層による弾性波速度との相関式を用いる。この相関式を用いることにより、屈折法弾性波探査結果を速度検層というコアのスケールの弾性波速度に変換する。このときの推定誤差は、弾性波探査結果と速度検層結果との相関式における標準偏差  $\sigma$  をもつ正規分布として得られる。

地盤リスクの評価においては、図 4.5 に示した流れにより行う。まず、ばらつきを有するトンネル掘削位置における弾性波速度データ群を作成する。ここで、外生ドリフト・通常型クリギングを用いる場合には、外生ドリフト・通常型クリギングによる推定値を期待値とし、そのときの



推定誤差標準偏差をもつ正規分布乱数を発生させることにより、弾性波速度データ群を作成する。一方、屈折法弾性波探査結果と速度検層結果との相関を用いる場合には、相関式により得られる弾性波速度を期待値とし、相関式のばらつきを示す標準偏差をもつ正規分布乱数を発生させることにより、弾性波速度データ群を作成する。なお、第5章と同様に、トンネル掘削位置において10m 間隔で地山評価を行うものとし、それぞれのトンネル掘削位置において、上述の方法により正規乱数を10,000 個発生させて弾性波速度データ群を作成するものとする。

## (2) トンネル掘削位置におけるコア評価点の推定

弾性波速度とコア評価点との相関式において、弾性波速度から推定されるコア評価点を期待値  $\mu$  とし、期待値に対するばらつき（標準偏差  $\sigma$ ）をもとに、期待値  $\mu$ 、標準偏差  $\sigma$  の正規分布乱数を発生させて、データのばらつきを表現する。ここで、上記(1)により、トンネルの各掘削位置において10,000 個の弾性波速度データが与えられており、それぞれについて期待値  $\mu$ 、標準偏差  $\sigma$  をもつ正規分布乱数を発生させてコア評価点とする。これにより、各トンネル掘削位置において合計10,000 個のコア評価点が得られることになる。

## (3) トンネル掘削位置における地山等級の推定

(2)で述べたコア評価点から地山等級を判定するためには基準が必要となる。そこで、新切羽評価点における基準（表6.2）を参考に、表6.3によりコア評価点から地山等級を判定するものとする。ここで、切羽評価点≒コア評価点とみなす。また、新切羽評価点法では、C I -a, C I -b のようなマルチパターンを採用しているが、R トンネルではマルチパターンを採用していないため、マルチパターンを統合して地山評価を行うこととする。

なお、表6.3に示すように、コア評価点と地山等級との関係においては、各地山等級においてコア評価点の一部重複する。そこで、第5章で示した地山分類表と同様に、同じコア評価点に対して2つの地山等級が考えられる場合には、0～1 の一様乱数を発生させて、0.5 以上であれば良好な側の地山評価を、0.5 未満であれば不良な側の地山評価を行うものとした。

表 6.3 コア評価点と地山等級（標準支保パターン）の目安

地山等級 (標準支保パターン)		切羽評価点の範囲
B-a	B	65～
C I -a	C I	55～70
C II -a	C II	35～60
C II -b		
D I -a	D I	～40
D I -b		

## 6.3 事例検証 1

ここでは、R トンネルを対象に、コア評価点を用いた地山評価における地盤リスク評価を行う。

### 6.3.1 コア評価点から地山等級を判定する際の不確実性

まず、コア評価点から地山等級を判定する際の不確実性について検討を行う。このため、弾性波速度の不確実性、弾性波速度からコア評価点に変換する際の不確実性は考慮しない。

#### (1) トンネル掘削位置における弾性波速度

外生ドリフト・通常型クリギングによる推定値を用いる。コア評価点を用いた地山評価においては、ボーリング調査が行われていることを前提としている。そこで、外生ドリフト・通常型クリギングによるトンネル掘削位置における弾性波速度は、表 5.4 に示した CASE2（点情報として速度検層結果および屈折法弾性波探査結果の最下層上面の弾性波速度、面情報として屈折法弾性波探査結果を用いるもの）により推定を行う。

#### (2) 弾性波速度とコア評価点との関係

R トンネルにおいては、B-1、B-2、B-3 孔においてダウンホール法速度検層が、B-2 孔において音波検層が実施されている。図 6.4 に、各ボーリング孔におけるコア評価点と弾性波速度との関係を示す。ここでは、B-1、B-2、B-3 孔の 3 本のボーリング孔で実施されているダウンホール法速度検層による結果とコア評価点との相関を用いることとする。

図 6.4 に示したダウンホール法速度検層データ  $V_p(\text{m/s})$  とコア評価点  $C_p$  との関係を直線で近似すると、次式となる。

$$C_p = 0.013 \cdot V_p - 11.28, \quad \sigma = 16.6 \quad (6.1)$$

ここで、 $\sigma$  はデータのばらつきを示す標準偏差である。

ここでは、上記(1)で述べたコア評価点から地山等級を判定する際の不確実性について評価することを目的とするため、式(6.1)において弾性波速度  $V_p$  とコア評価点  $C_p$  とのばらつきを示す標準偏差  $\sigma$  については考慮しないものとし、弾性波速度からコア評価点に変換することとする。

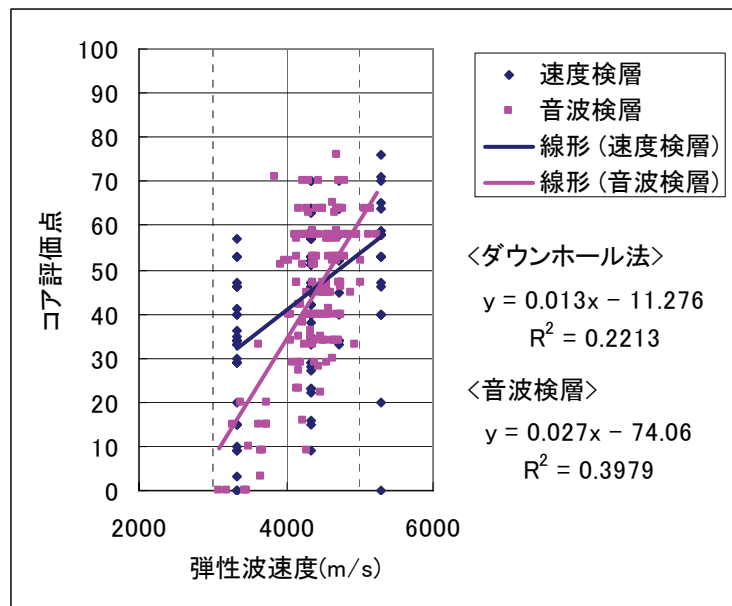


図 6.4 速度検層と音波検層による弾性波速度とコア評価点との比較

### (3) 地盤リスクの評価結果

図 6.5 にコア評価点から地山等級を判定する際の不確実性によるリスクカーブを示す。ここで、図 6.5 に示す超過確率 0.9 に対する地山評価を楽観シナリオ、超過確率 0.5 に対する地山評価を最尤シナリオ、超過確率 0.1 に対する地山評価を悲観シナリオとし、各シナリオによる地山評価結果を図 6.6 および図 6.7 に示す。

ここで、悲観シナリオと楽観シナリオとの差を変動幅とする。このときの変動幅は、図 6.5 および表 6.4 に示すように 0.1 億円程度であり、コア評価点から地山等級を判定する際の不確実性による掘削コストの変動幅はほとんど無いことがわかる。また、リスクカーブは施工実績に達していない。さらに、最尤シナリオと施工実績との差は約 4 億円と大きい。

各シナリオによる地山評価結果は、図 6.6 および図 6.7 に示すように、9 割以上の区間で B 地山となっており、当初設計に近い結果となっていることがわかる。これに対して、施工実績では B 地山の区間はほとんど無く、C I および C II 地山が主体となっている。



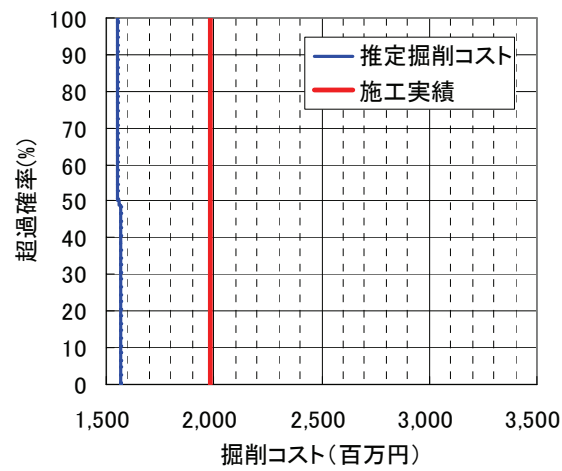


図 6.5 コア評価点から地山等級を判定する際の不確実性によるリスクカーブ

表 6.4 楽観・最尤・悲観シナリオによる掘削コスト（単位：億円）

	楽観	最尤	悲観	当初設計	施工実績
掘削コスト	15.5	15.6	15.6	16.3	19.8

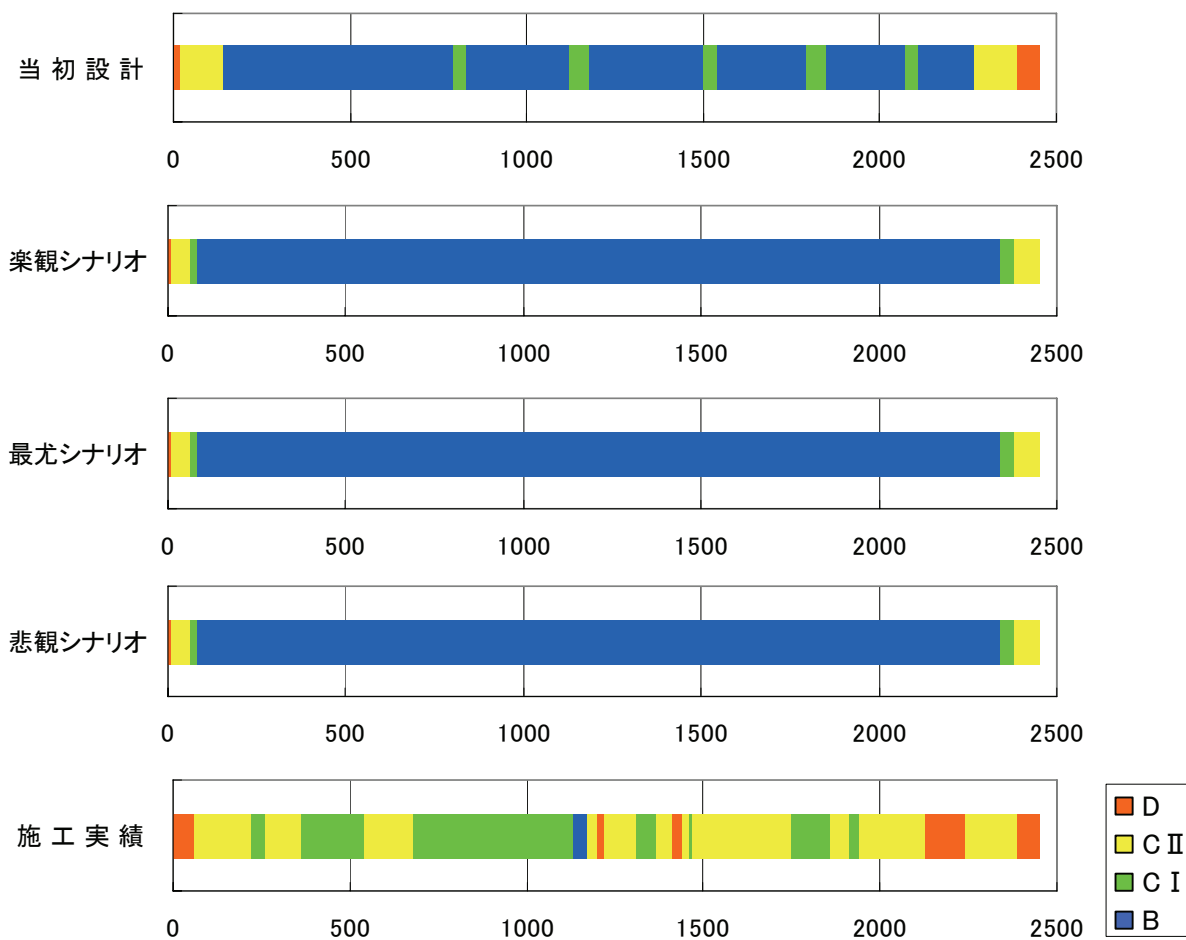


図 6.6 地山等級の比較

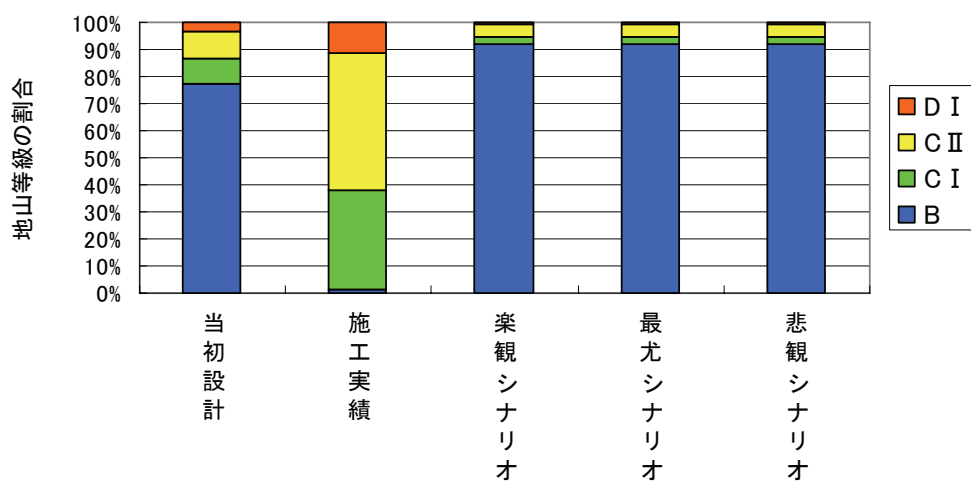


図 6.7 地山等級の比較（各地山等級がトンネル総延長に占める割合）

### 6.3.2 弾性波速度とコア評価点との相関における不確実性

ここでは、弾性波速度とコア評価点との相関における不確実性を検討する。このため、弾性波速度の不確実性については考慮しない。一方、コア評価点による地山評価における不確実性については、6.3.2で検討したように、ほとんど地山評価に影響を及ぼさないため、6.3.1と同様の方法により地山評価を行うこととする。

R トンネルの事前調査においては、B-2 孔において、弾性波速度を得るための検層として、ダウンホール法速度検層と音波検層の2種類の検層が実施されている。ダウンホール法速度検層と音波検層の違いは、5.3.1で述べたように、音波検層のデータの方が分解能は高い。このため、コアのスケールにおいて弾性波速度とコア評価点を比較する上では、音波検層のデータの方が相関は高いことが期待される。そこで、探査手法の違いがコア評価点を用いた地山評価に及ぼす影響を検討するため、上記の2種類の弾性波速度データを用いて検討を行う。

#### (1) 弾性波速度とコア評価点との関係

図6.4にダウンホール法速度検層と音波検層による弾性波速度と、コア評価点との関係を示した。ここで、ダウンホール法速度検層による弾性波速度とコア評価点との相関は、式(6.1)に示した通りである。一方、音波検層による弾性波速度とコア評価点との相関を直線近似式で与えると、次のようになる。

$$C_p = 0.027 \cdot V_p - 74.06, \quad \sigma = 12.8 \quad (6.2)$$

式(6.1)および式(6.2)に示すように、標準偏差を比較すると、音波検層による弾性波速度とコア評価点との相関の方が標準偏差は小さい。

#### (2) 地盤リスクの評価結果

弾性波速度とコア評価点との相関において、ダウンホール法速度検層による弾性波速度とコア評価点との相関式（式(6.1)）を用いる場合を CASE1、音波検層による弾性波速度とコア評価点との相関式（式(6.2)）を用いる場合を CASE2 とする。CASE1 および CASE2 によるリスクカーブを図6.8に示す。ここで、6.3.2と同様に、超過確率0.9に対する地山評価を楽観シナリオ、超過確率0.5に対する地山評価を最尤シナリオ、超過確率0.1に対する地山評価を悲観シナリオとし、各シナリオによる地山評価結果を図6.9～図6.12に示す。

図6.8および表6.5に示すように、最尤シナリオと施工実績との差は、CASE1では約4億円、CASE2ではほぼ一致している。このことから、弾性波速度とコア評価点との相関における不確実性を小さくすることが有効であると考えられる。一方、楽観シナリオと悲観シナリオにおける掘削コストの差は、CASE1では6.2億円、CASE2では6.7億円であり、ほぼ同程度である。

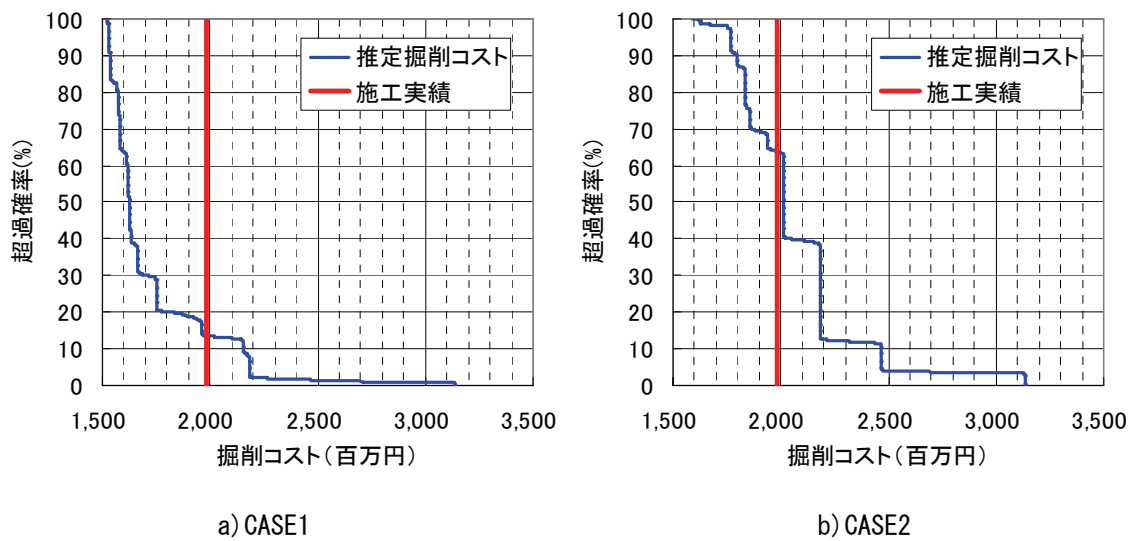


図 6.8 弾性波速度とコア評価点との相関における不確実性によるリスクカーブの比較

表 6.5 各シナリオにおける掘削コスト（単位：億円）

	楽観	最尤	悲観	当初設計	施工実績
CASE1	15.4	16.2	21.6	16.3	19.8
CASE2	18.0	20.1	24.7	16.3	19.8

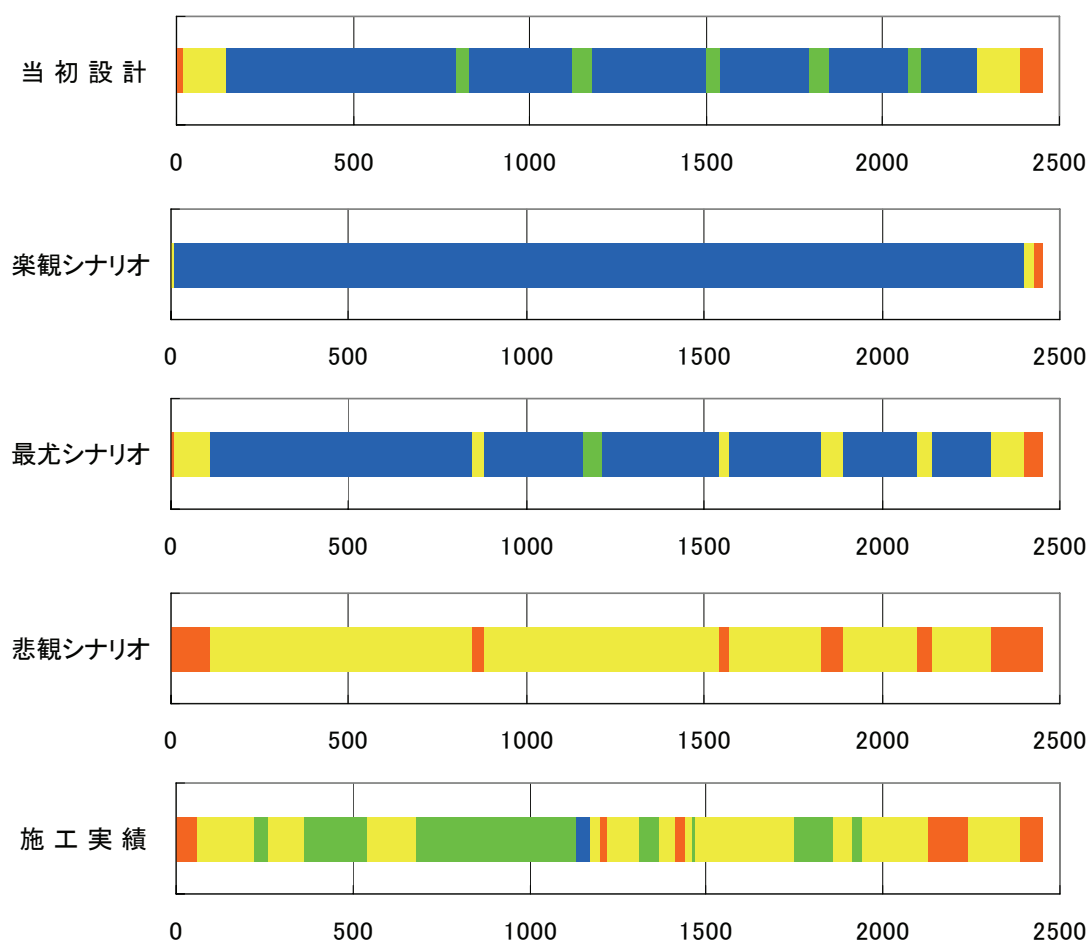


図 6.9 地山等級の比較

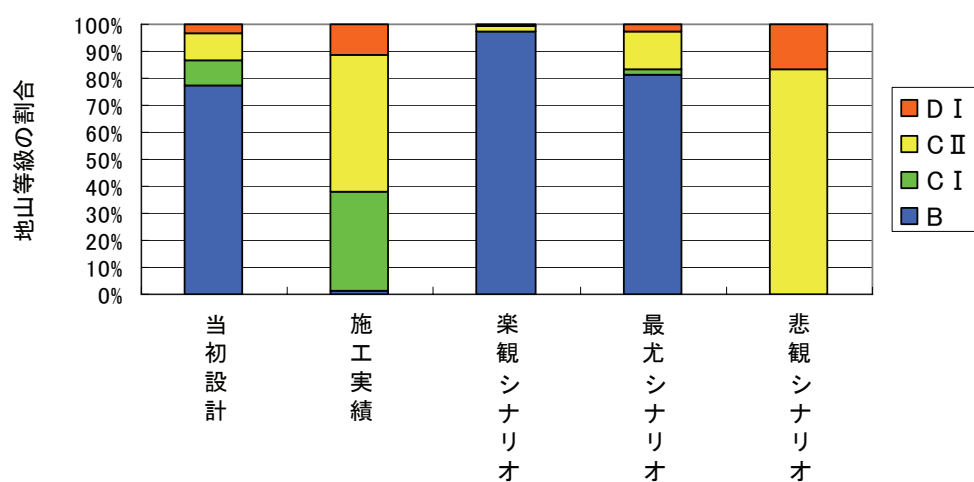


図 6.10 地山等級の比較 (各地山等級がトンネル総延長に占める割合)

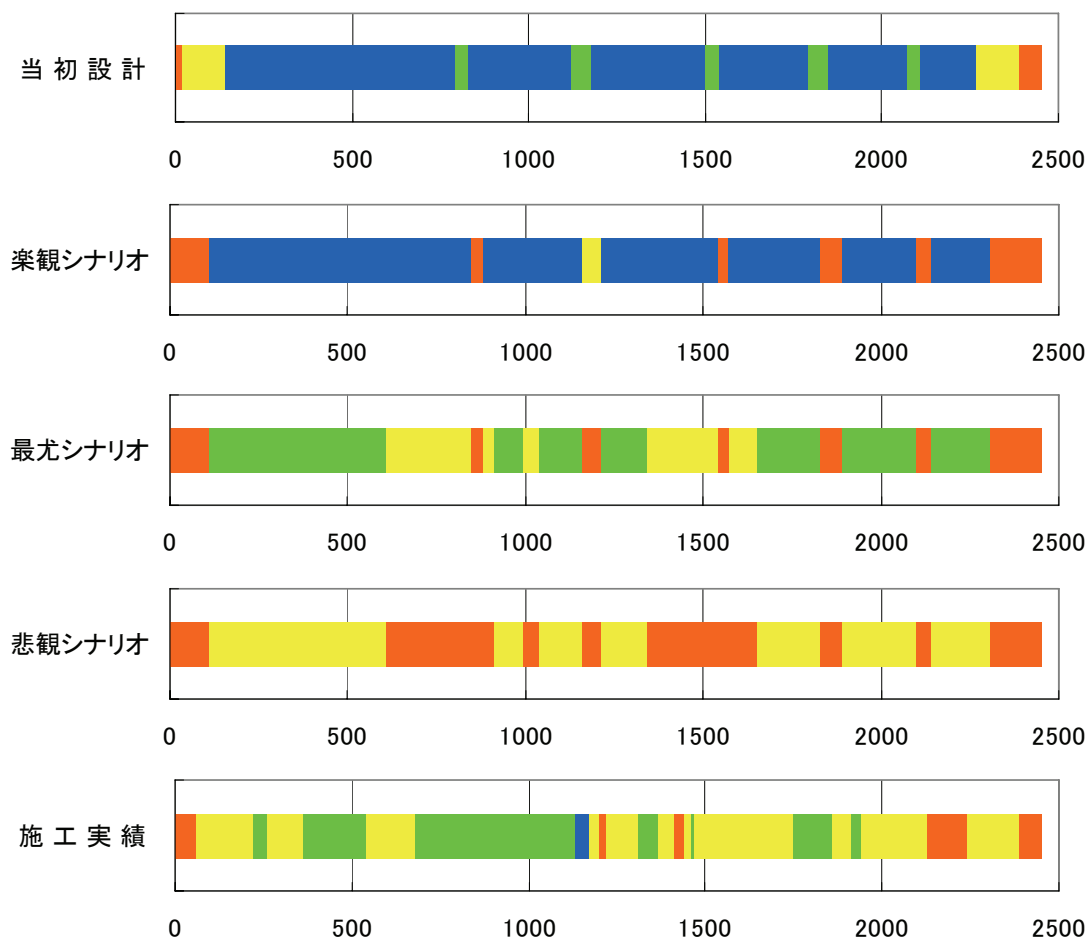


図 6.11 地山等級の比較

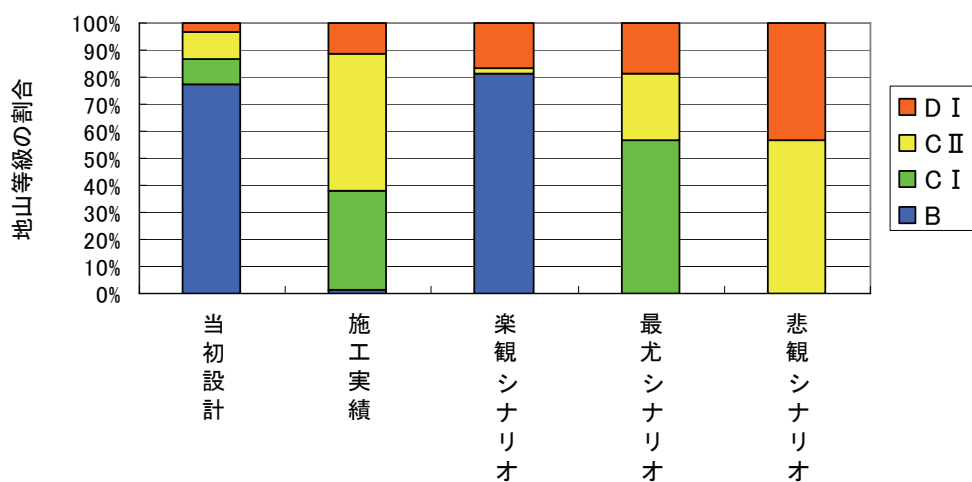


図 6.12 地山等級の比較（各地山等級がトンネル総延長に占める割合）

### 6.3.3 弾性波速度の不確実性

ここでは、弾性波速度の不確実性が地山評価に及ぼす影響について検討する。このため、6.3.2で検討した弾性波速度とコア評価点との相関における不確実性は考慮しない。なお、弾性波速度とコア評価点との相関式として、6.3.2での検討を踏まえ、不確実性が小さくなる式(6.2)を用いる。また、コア評価点と地山等級との関係における不確実性については、6.3.1で検討したように、実質的にはほとんど影響しないことから、6.3.2と同様に考慮するものとする。

トンネル掘削位置における弾性波速度は、外生ドリフト・通常型クリギングにより推定する。このときの推定誤差を用いて、弾性波速度の不確実性を考慮する。

図 6.13 に弾性波速度の不確実性を考慮した場合のリスクカーブを示す。ここで、超過確率 0.9 に対する地山評価を楽観シナリオ、超過確率 0.5 に対する地山評価を最尤シナリオ、超過確率 0.1 に対する地山評価を悲観シナリオとする。楽観シナリオによる掘削コストは 18.1 億円、悲観シナリオによる掘削コストは 24.1 億円であり、その差は 6 億円である。また、最尤シナリオは施工実績にはほぼ一致する。各シナリオによる地山評価結果を図 6.14 および図 6.15 に示す。地山評価は、楽観シナリオは B 地山が全体の約 7 割を占める。悲観シナリオは CⅡ地山が全体の約 4 割、D 地山が全体の約 4 割を占める。最尤シナリオは CⅠ地山が約 6 割、CⅡ地山が約 2 割、D 地山が約 2 割を占める。前述のように、最尤シナリオの掘削コストは施工実績にはほぼ一致するものの、施工実績の地山評価は CⅠ地山が約 4 割、CⅡ地山が約 5 割、D 地山が約 1 割であり、最尤シナリオにおける地山評価と若干異なる。

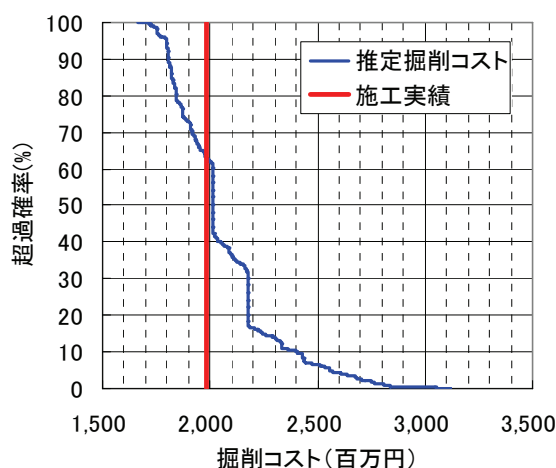


図 6.13 弾性波速度の不確実性を考慮した場合のリスクカーブ

表 6.6 各シナリオにおける掘削コスト（単位：億円）

	楽観	最尤	悲観	当初設計	施工実績
掘削コスト	18.1	20.1	24.1	16.3	19.8

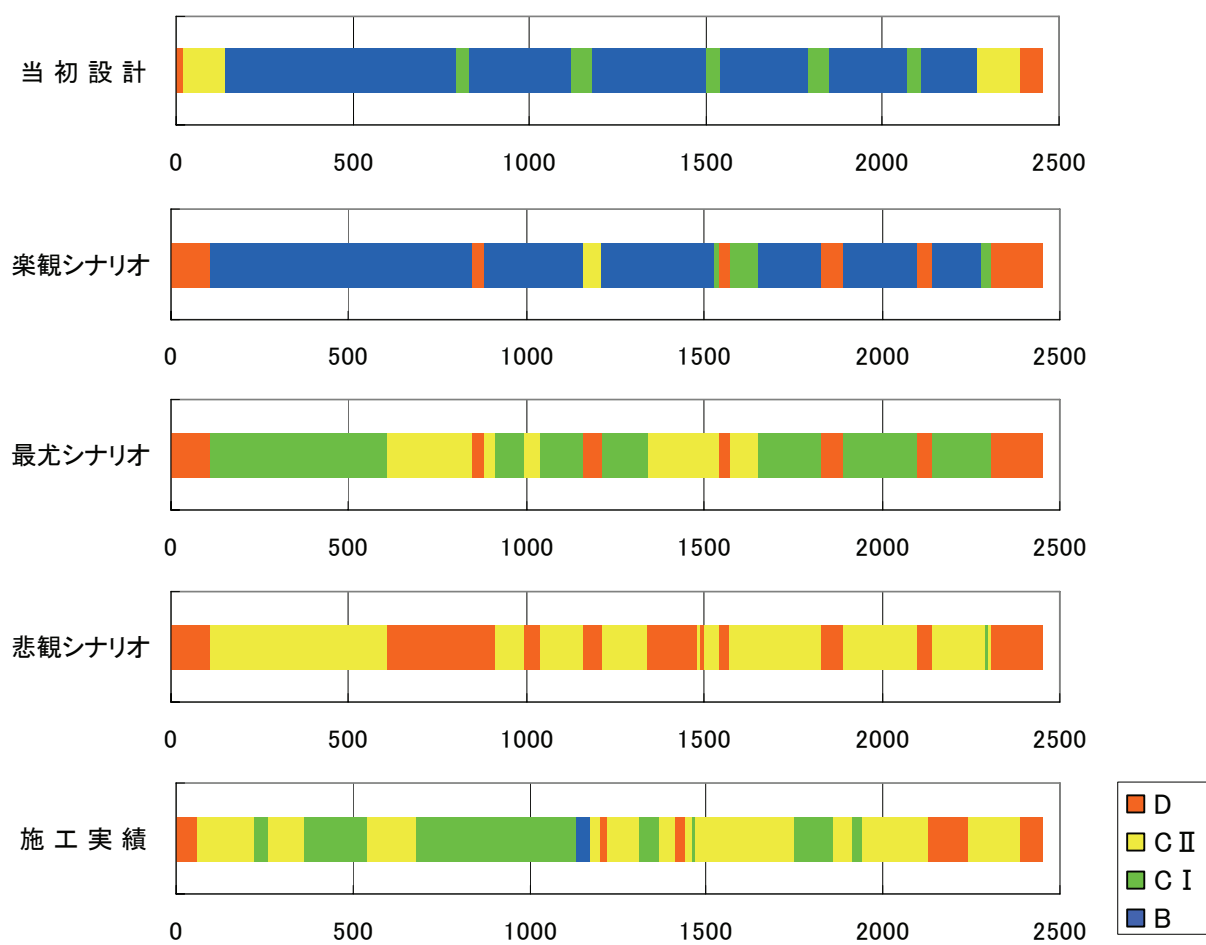


図 6.14 地山等級の比較

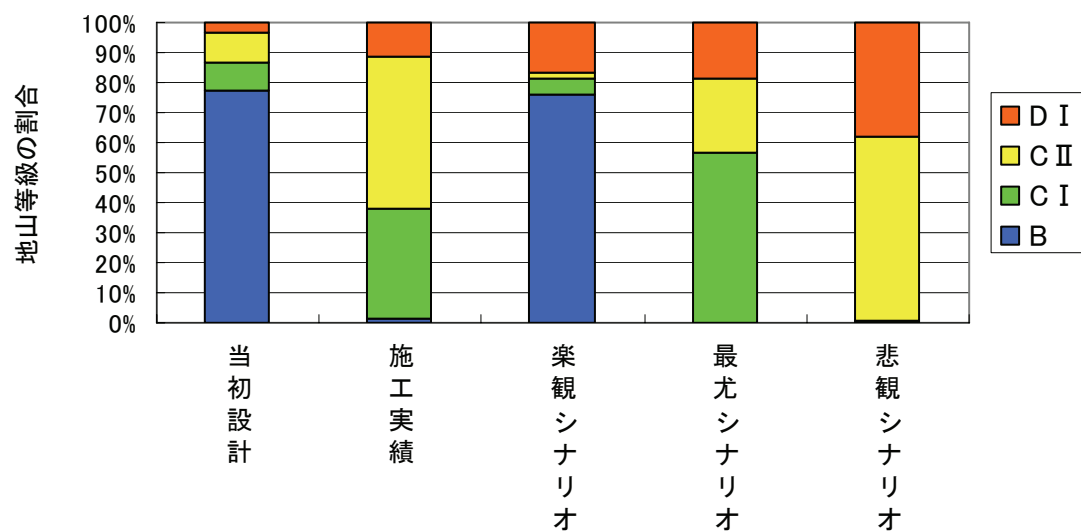


図 6.15 地山等級の比較 (各地山等級がトンネル総延長に占める割合)



#### 6.3.4 コア評価点を用いた地山評価における不確実性

ここでは、前項までに検討した以下の3つの不確実性をすべて考慮した場合の地盤リスクについて検討する。

- ①コア評価点から地山等級を判定する際の不確実性
- ②コア評価点と弾性波速度との相関における不確実性
- ③弾性波速度の不確実性

図 6.16 にリスクカーブを示す。ここでも、超過確率 0.9 に対する地山評価を楽観シナリオ、超過確率 0.5 に対する地山評価を最尤シナリオ、超過確率 0.1 に対する地山評価を悲観シナリオとする。前節までに検討した上記①～③の不確実性について、各シナリオにおける掘削コストの比較を表 6.7 に示す。①に示すコア評価点と地山等級との関係における不確実性については、悲観シナリオと楽観シナリオの差で示す変動幅は 0.1 億円であり、極めて小さい。また、最尤シナリオと施工実績との乖離量は -4.2 億円と大きい。②に示すコア評価点と弾性波速度との相関における不確実性と、③に示す弾性波速度の不確実性については、悲観シナリオと楽観シナリオの差で示す変動量は 6.0～6.7 億円であり、どちらも同程度である。また、最尤シナリオと施工実績との差はわずか 0.3 億円と極めて小さい。上記①～③における不確実性を全て考慮した場合には、悲観シナリオと楽観シナリオとの差で示す変動量は 8.7 億円であり、②および③に比べるとやや大きくなっている。また、最尤シナリオと施工実績との差は 0.3 億円未満となっている。

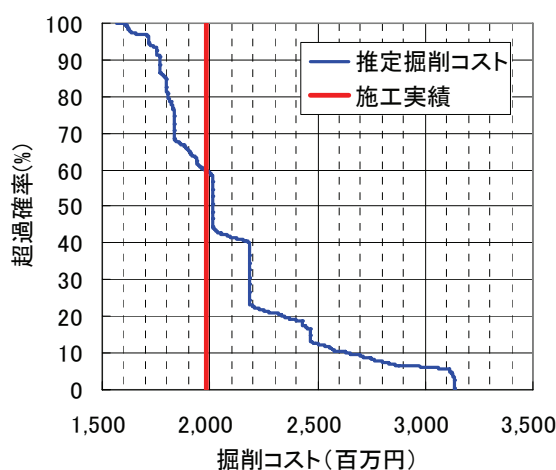


図 6.16 ①から③の不確実性を考慮した場合のリスクカーブ

表 6.7 楽観・最尤・悲観シナリオにおける掘削コストの比較

不確実性の種類	楽観シナリオ	最尤シナリオ	悲観シナリオ	最尤シナリオと施工実績との差	悲観シナリオと楽観シナリオとの差
①コア評価点と地山等級との関係 ※1	15.5 億円	15.6 億円	15.6 億円	-4.2 億円	0.1 億円
②コア評価点と弾性波速度との相関 ※2	18.0 億円	20.1 億円	24.7 億円	0.3 億円	6.7 億円
③弾性波速度	18.1 億円	20.1 億円	24.1 億円	0.3 億円	6.0 億円
①～③を考慮	17.7 億円	20.1 億円	26.4 億円	0.3 億円	8.7 億円

※1：音波検層による弾性波速度とコア評価点との相関を用いることにより，施工実績に近づく可能性あり

※2：音波検層による弾性波速度とコア評価点との相関を用いた場合のデータ

図 6.17 および図 6.18 に各シナリオによる地山評価を示す。また，表 6.8 に最尤シナリオによる地山評価と施工実績との一致率(%), 楽観シナリオと悲観シナリオによる施工実績の捕捉率(%)を示す。ここで，一致率とは，トンネル全長に対する最尤シナリオによる地山評価と施工実績が一致した割合を示すものである。また，捕捉率とは，トンネル全長に対する楽観シナリオによる地山評価と悲観シナリオによる地山評価との間に施工実績がおさまる割合を示したものである。

地山分類表による地山評価結果（表 5.8 に示す CASE2）と比較すると，一致率，捕捉率とも向上していることがわかる。

表 6.8 最尤シナリオと施工実績との一致率と楽観・悲観シナリオからみた施工実績の捕捉率

一致率(%)	捕捉率(%)
39.2	85.3

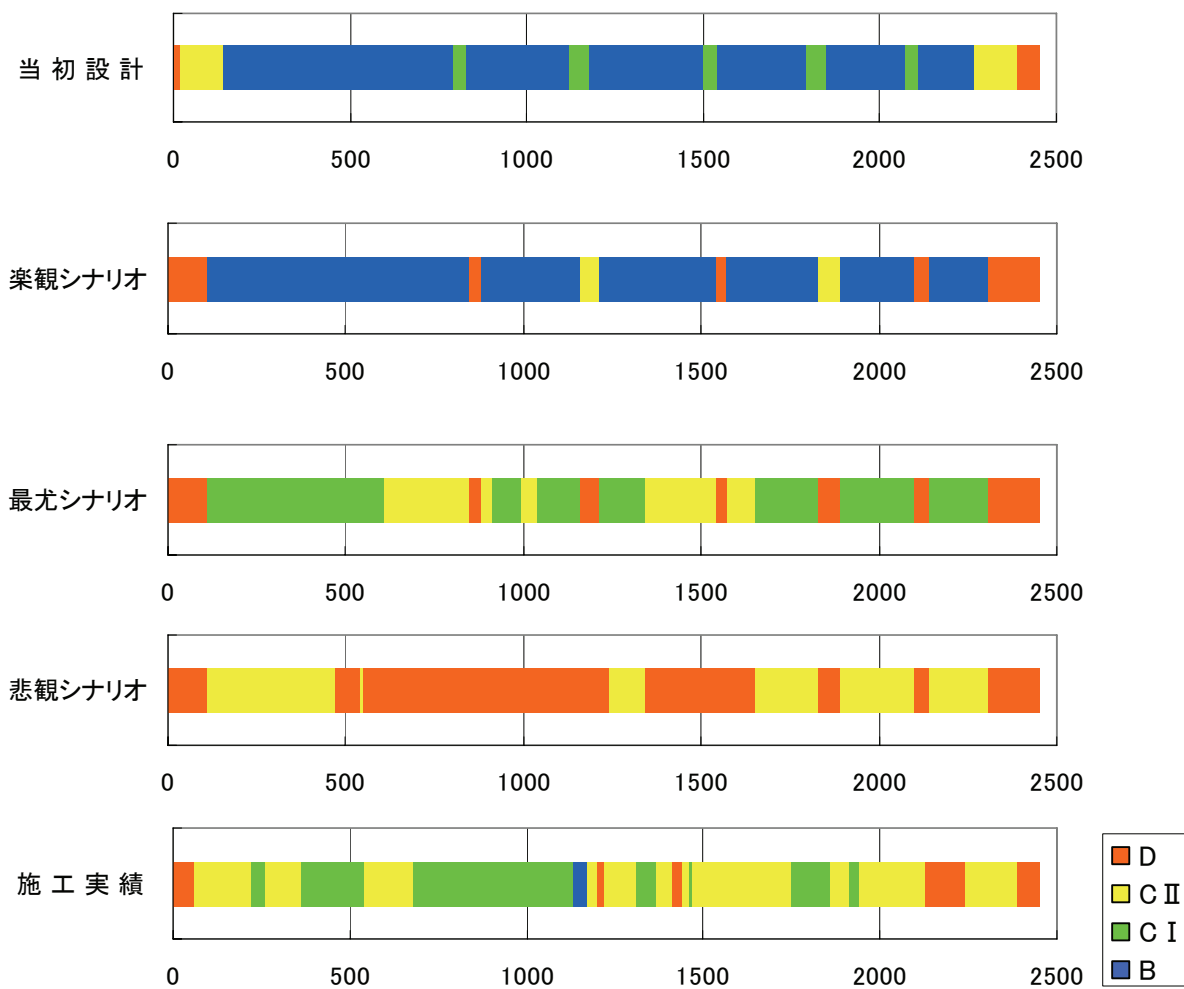


図 6.17 地山等級の比較

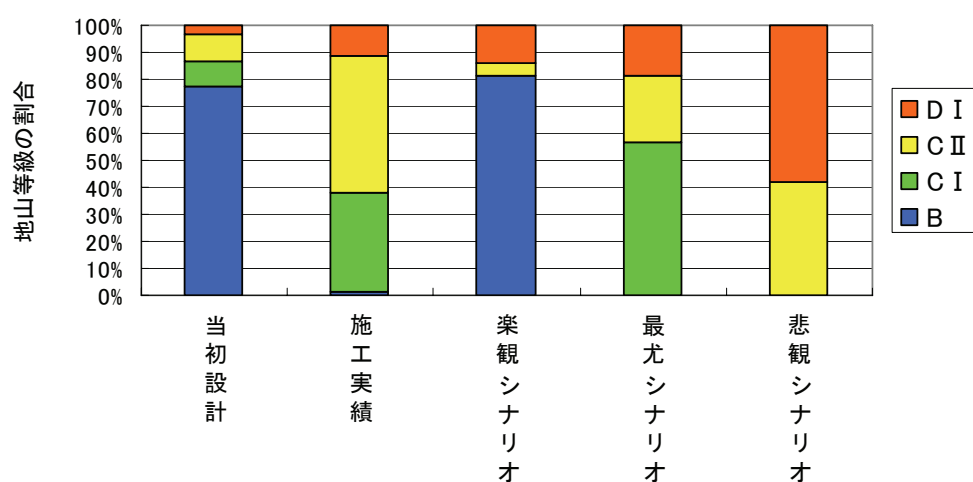


図 6.18 地山等級の比較（各地山等級がトンネル総延長に占める割合）

### 6.3.5 土被り厚の補正による地山評価の不確実性低減の試み

コア評価点は、採取したコアの地表における観察結果に基づくものであり、応力解放状態での評価点と言える。弾性波速度は拘束圧が高くなると速くなることが知られている。たとえば、図 6.19 は花崗岩の例であり、図 6.20 は砂岩の例である。拘束圧が高くなると弾性波速度が速くなる理由については、岩石中の潜在的な亀裂が密着することによると考えられる。このため、同じコア評価点をもつボーリングコアでも、土被り厚が大きくなるにしたがい弾性波速度は速くなる。したがって、コア評価点と弾性波速度との比較を行う場合には、土被り厚の影響を補正した弾性波速度を用いることにより、コア評価点と弾性波速度との相関は高くなることが期待される。

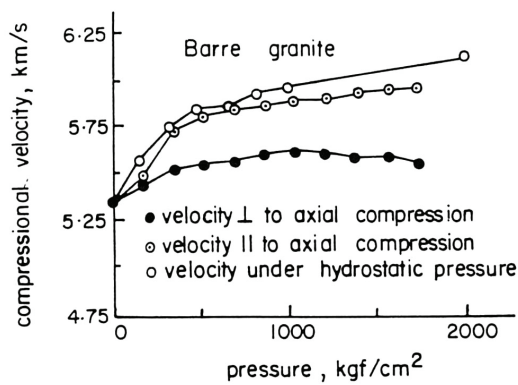


図 6.19 拘束圧依存（花崗岩の例）<sup>54)</sup>  
(原出典は、Tocker<sup>55)</sup>)

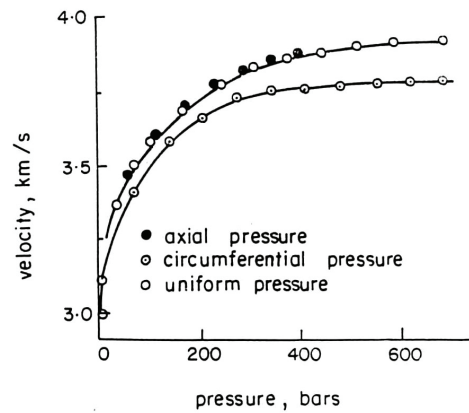


図 6.20 拘束圧依存（砂岩の例）<sup>54)</sup>  
(原出典は、Wyllie<sup>56)</sup>)

#### (1) 土被り厚を考慮した弾性波速度の推定方法

Barton<sup>57)</sup>は、図 6.21 に示すように、土被り厚（H）ごとに  $Q$  値と弾性波速度との関係を示している。この図から吉見<sup>58)</sup>は、以下のように土被り厚を考慮した弾性波速度の補正を行っている。まず、図 6.21 より、弾性波速度  $V_p$  と  $Q$  値との関係を読み取ると以下の式となる。

$$\begin{aligned} V_p &= \log Q + 3.5 & (0 \leq z \leq 25) \\ V_p &= \log Q + 4.1 & (25 \leq z \leq 75) \\ V_p &= \log Q + 4.4 & (75 \leq z \leq 225) \\ V_p &= \log Q + 4.7 & (225 \leq z \leq 475) \end{aligned} \tag{6.3}$$

ここで、 $z$  (m) は地表からの深度（土被り厚）である。式(6.3)から  $Q$  値を消去する。なお、地表面から 25m までは土被り厚の影響は大きくないとみなす。これにより、式(6.3)より式(6.4)が得られる。

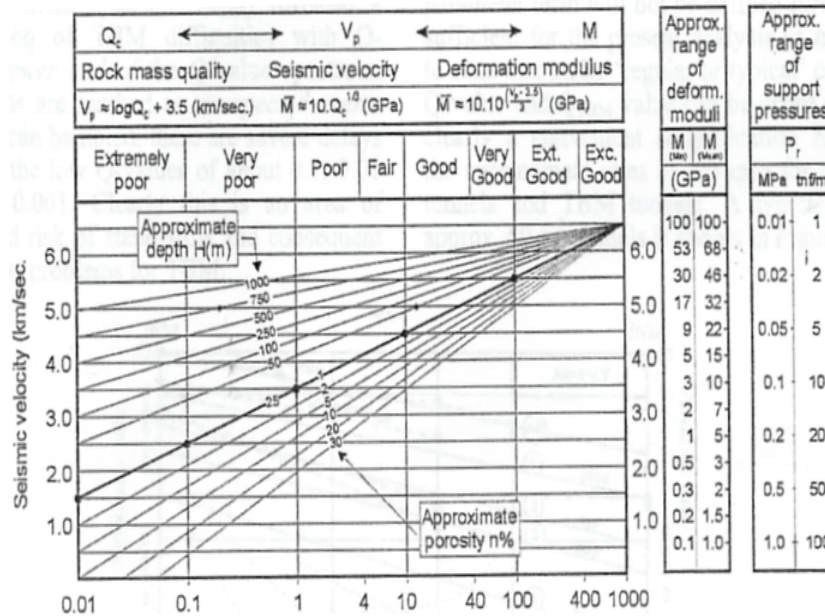


図 6.21 土被り厚ごとの弾性波速度と Q 値との関係<sup>58)</sup>

(横軸は Q 値, 縦軸は弾性波速度(km/s))

$$\begin{aligned}
 V_p' &= V_p & (0 \leq z \leq 25) \\
 V_p' &= 1.25V_p - 1.625 & (25 \leq z \leq 75) \\
 V_p' &= 1.43V_p - 2.786 & (75 \leq z \leq 225) \\
 V_p' &= 1.67V_p - 4.330 & (225 \leq z \leq 475)
 \end{aligned} \tag{6.4}$$

吉見<sup>53)</sup>は, 式(6.4)によりトンネル掘削位置における弾性波速度  $V_p$  から土被り厚を考慮した  $V_p'$  を算出している. この研究では, トンネル掘削位置における土被りは概ね深度は  $150(\text{m}) \leq z \leq 350(\text{m})$  におさまる. このため, 式(6.4)においては境界となる深度 (25m, 75m, 225m) における不連続性は問題となっていない. しかし, 本研究では, 鉛直ボーリング孔内で測定された速度検層データに対して土被り厚の補正を試みるため, 上述の境界となる深度における弾性波速度の不連続が問題となる. そこで, 式(6.4)における深度区分の中心深度 (50m, 150m, 350m) での弾性波速度を式(6.5)で与え, 各深度間は直線で補間するものとした. 具体的には, 次式で土被り厚を考慮した弾性波速度を与えることとした.

$$\begin{aligned}
V_{p\_25}' &= V_p & (z = 25) \\
V_{p\_50}' &= 1.25V_p - 1.625 & (z = 50) \\
V_{p\_150}' &= 1.43V_p - 2.786 & (z = 150) \\
V_{p\_350}' &= 1.67V_p - 4.330 & (z = 350)
\end{aligned}
\tag{6.5}$$

$$\begin{aligned}
V_p' &= V_p & (0 \leq z < 25) \\
V_p' &= \frac{z-25}{25} \cdot (V_{p\_50}' - V_{p\_25}') + V_{p\_25}' & (25 \leq z < 50) \\
V_p' &= \frac{z-50}{50} \cdot (V_{p\_150}' - V_{p\_50}') + V_{p\_50}' & (50 \leq z < 150) \\
V_p' &= \frac{z-150}{150} \cdot (V_{p\_350}' - V_{p\_150}') + V_{p\_150}' & (150 \leq z < 350)
\end{aligned}$$

ここで、 $V_{p\_25}'$ 、 $V_{p\_50}'$ 、 $V_{p\_150}'$ 、 $V_{p\_350}'$  は、土被りが 25m、50m、150m、350m における土被り厚を考慮した弾性波速度である。図 6.22 に弾性波速度  $V_p=4.0(\text{km/s})$  における土被り厚を考慮した弾性波速度の例を示す。

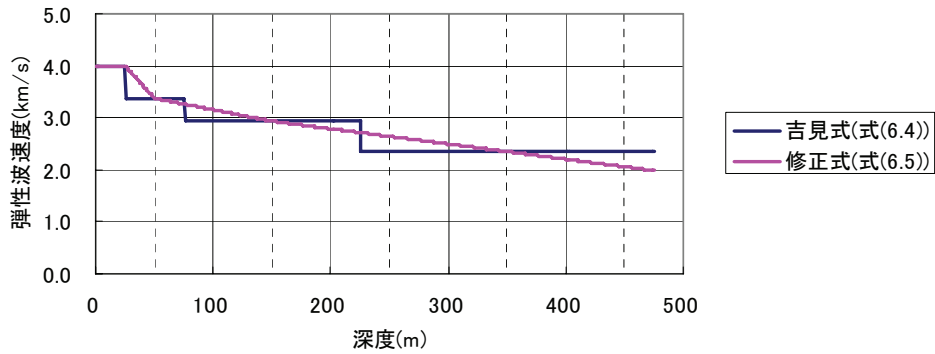


図 6.22 土被り厚を考慮した弾性波速度の例  
(土被りの影響を考慮する前の弾性波速度を 4.0km/s として計算)

## (2) 土被り厚を補正したトンネル掘削位置における弾性波速度

B-2 孔で実施された音波検層のデータに対して、式(6.5)により土被り厚を補正した値を図 6.23 に示す。同図には補正前の値をあわせて示した。青でプロットした点は音波検層による弾性波速度、赤でプロットした点は土被りの影響を考慮した弾性波速度である。土被り厚の補正前後における近似直線の式は以下の通りである。

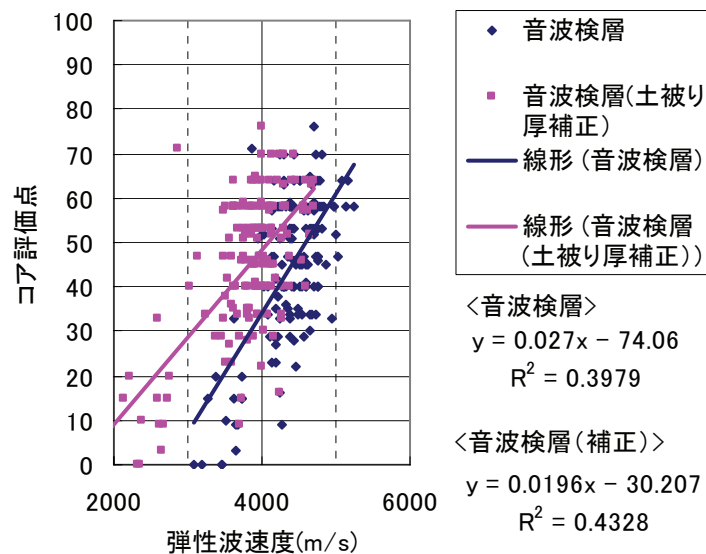


図 6.23 音波検層による弾性波速度とコア評価点の比較 (B-2 孔)

$$C_p = 0.020 \cdot V_p - 30.21, \quad \sigma = 12.5 \quad (6.6)$$

補正前の標準偏差  $\sigma$  は式(6.2)に示したように 12.8, これに対して土被り厚を補正することにより標準偏差は 12.5 に低下した. したがって, データのばらつきが小さくなったことがわかる.

次に, トンネル掘削位置における弾性波速度の補正を行う. ここで, トンネル掘削位置における弾性波速度として, 外生ドリフト・通常型クリギングにより求めた値を用いる. この弾性波速度に対して, 式(6.5)により補正した弾性波速度を図 6.24 に示す. 同図には, 土被り厚をあわせて示した. 図 6.24 に示すように, 土被り厚が大きくなるトンネル中央部付近では, 弾性波速度は約 5.0km/s から約 4.0km/s に低下していることがわかる.

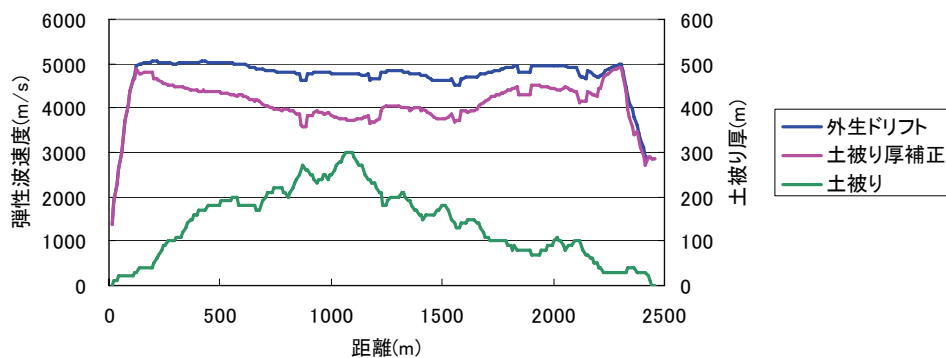


図 6.24 トンネル掘削位置における弾性波速度の比較

### (3) 地盤リスクの評価結果

上記により、土被り厚を補正した弾性波速度に対して地山評価を行う。ここで、地山評価における不確実性については、6.3.4と同様に、弾性波速度の不確実性、弾性波速度とコア評価点との相関における不確実性、コア評価点と地山等級との関係における不確実性について考慮することとした。

地盤リスクの評価結果を図 6.25 に示す。ここで、超過確率 0.9 に対する地山評価を楽観シナリオ、超過確率 0.5 に対する地山評価を最尤シナリオ、効果確率 0.1 に対する地山評価を悲観シナリオとする。楽観シナリオ、最尤シナリオ、悲観シナリオにおける掘削コストについて、土被り厚を補正する前と比較したものが表 6.9 である。土被り厚を補正することにより、全体的に掘削コストが増加している。6.3.2 では音波検層のデータを用いることにより弾性波速度とコア評価点との不確実性は小さくなり、その結果、最尤シナリオと施工実績との差はほとんどなくなるという結果が得られた。これに対し、土被り厚を補正することにより、弾性波速度とコア評価点との相関における不確実性は更に小さくなったが、最尤シナリオと施工実績との差は逆に大きくなった。

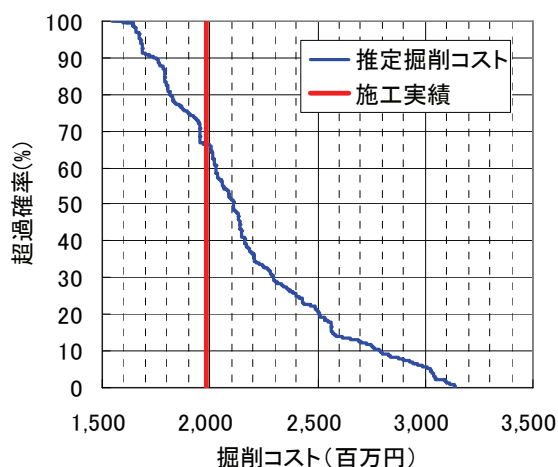


図 6.25 土被り厚を補正した場合のリスクカーブ

表 6.9 楽観・最尤・悲観シナリオによる掘削コストの比較

	土被り厚補正前	土被り厚補正後
楽観シナリオ	17.7 億円	17.5 億円
最尤シナリオ	20.1 億円	21.1 億円
悲観シナリオ	26.4 億円	27.9 億円



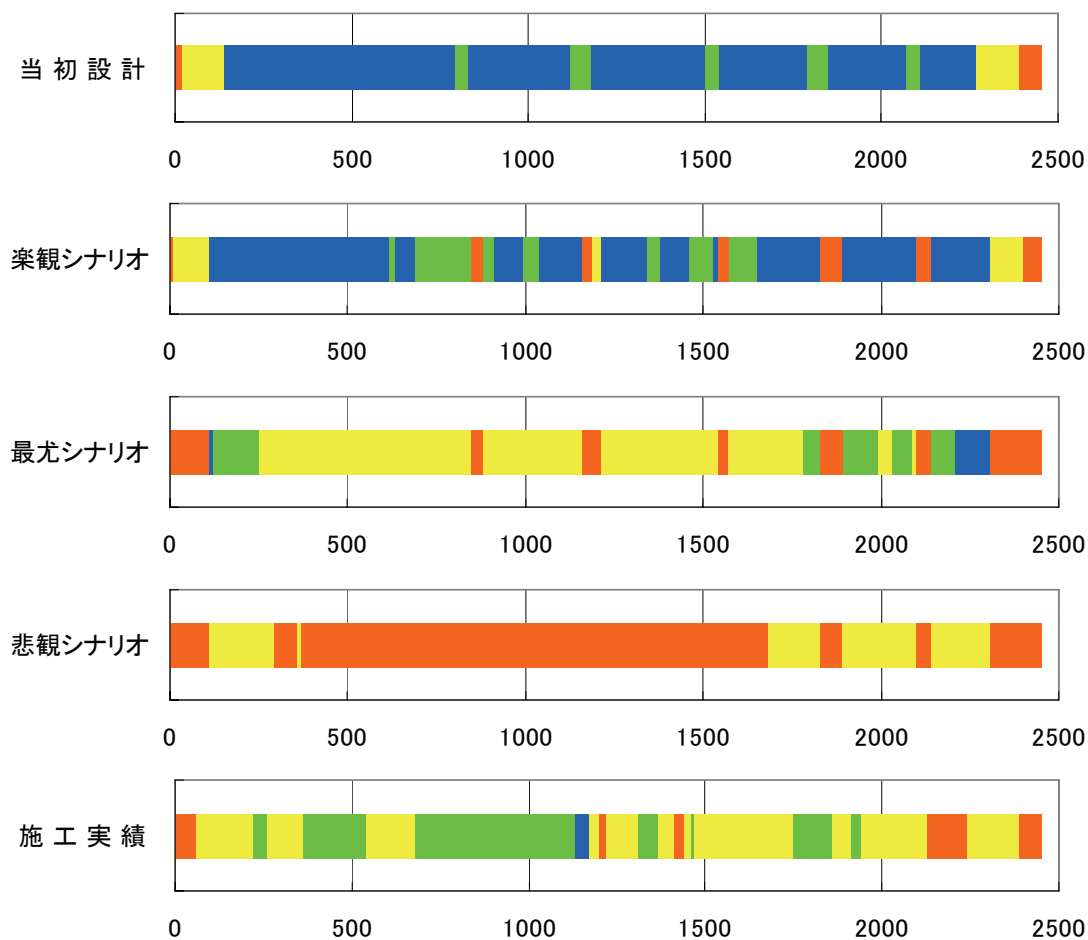


図 6.26 地山等級の比較

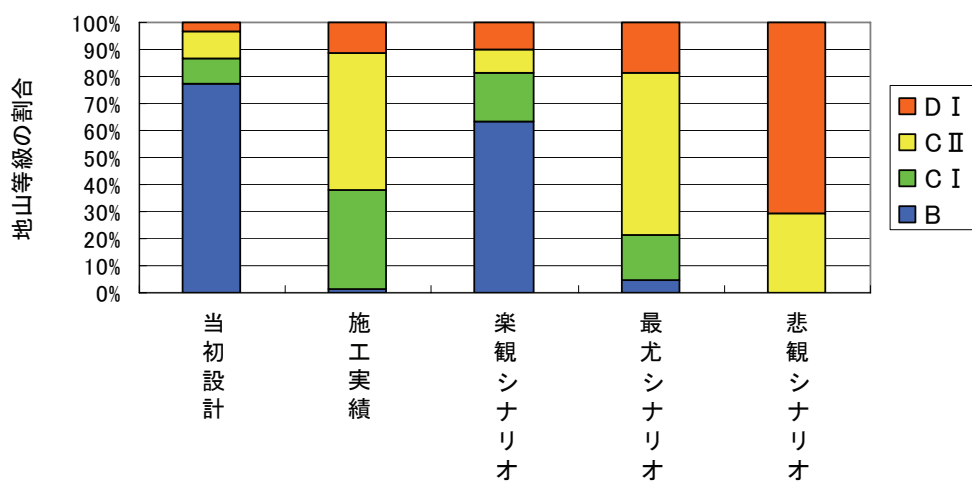


図 6.27 地山等級の比較（各地山等級がトンネル総延長に占める割合）

### 6.3.6 屈折法弾性波探査と速度検層の比較による弾性波速度の不確実性評価の試み

6.3.1 で述べたように、コア評価点を用いた地山評価においては、トンネル掘削位置におけるコアのスケールでの弾性波速度が必要となる。前項までは、この弾性波速度を推定する手法として、外生ドリフト・通常型クリギングを用いてきた。これに対して、ここでは、屈折法弾性波探査結果と速度検層（ここでは B-2 孔における音波検層）結果の対比により、屈折法弾性波探査結果をコアスケールの弾性波速度に変換する。

なお、屈折法弾性波探査結果と音波検層の比較には、次のようなメリットもある。屈折法弾性波探査は地表からの探査であり、得られる弾性波速度には比較的大きな不確実性が内在すると考えられる。ただ、探査原理に基づいて屈折法弾性波探査結果の不確実性を評価する手法は現在のところ開発されていない。ここで、速度検層のデータは原位置の弾性波速度を示すものであり、屈折法弾性波探査結果と音波検層結果の違いが屈折法弾性波探査結果の不確実性を表すとみなすことができる。すなわち、探査原理に基づく解析的な方法を行わなくても、屈折法弾性波探査結果の不確実性を容易に評価できる点が挙げられる。なお、新たな弾性波探査手法（たとえば 3 次元探査）が適用される場合においても、本手法により容易に探査結果の不確実性を評価することが可能である。

#### (1) トンネル掘削位置における弾性波速度の推定

図 6.28 に屈折法弾性波探査結果と音波検層結果の比較を示す。この図から、屈折法弾性波探査結果  $V_{p\_surf}$  と音波検層結果  $V_{p\_log}$  との関係を次式で与える。

$$V_{p\_log} = V_{p\_surf} - 308 \quad , \quad \sigma = 390.1(\text{m/s}) \quad (6.7)$$

ここで、 $\sigma$  は推定誤差標準偏差を示す。

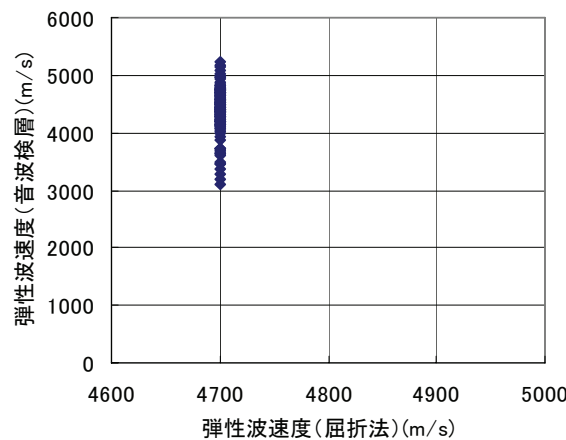


図 6.28 屈折法弾性波探査と速度検層による弾性波速度の比較

トンネル掘削位置における弾性波速度は、屈折法弾性波探査結果に対して、6.3.5で述べた土被り厚の補正を行い、式(6.7)によりコアスケールの弾性波速度に変換したものをトンネル掘削位置における弾性波速度とした。

## (2) 地盤リスクの評価結果

式(6.7)により得られる弾性波速度を期待値とし、標準偏差 $\sigma$ をもつ正規分布乱数を10,000個発生させて、トンネル掘削位置における弾性波速度データ群とする。次に、弾性波速度とコア評価点との相関（式(6.2)）を用いて弾性波速度をコア評価点に変換する。ここで、コア評価点への変換は、コア評価点から地山等級の判定は、6.3.5と同様の手法により行う。

地盤リスクの算定結果を図6.29および表6.10に示す。図6.29において、超過確率0.9に対する地山評価を楽観シナリオ、超過確率0.5に対する地山評価を最尤シナリオ、超過確率0.1に対する地山評価を悲観シナリオとする。図6.30および図6.31に各シナリオによる地山評価結果を示す。楽観シナリオによる掘削コストは18.8億円、最尤シナリオによる掘削コストは24.8億円、悲観シナリオによる掘削コストは31.4億円であり、6.3.5で示した外生ドリフト・通常型クリギングに比べると、不良地山側の評価となっている。また、最尤シナリオと施工実績との乖離は、5億円であり、外生ドリフト・通常型クリギングによる結果より乖離が拡大している。

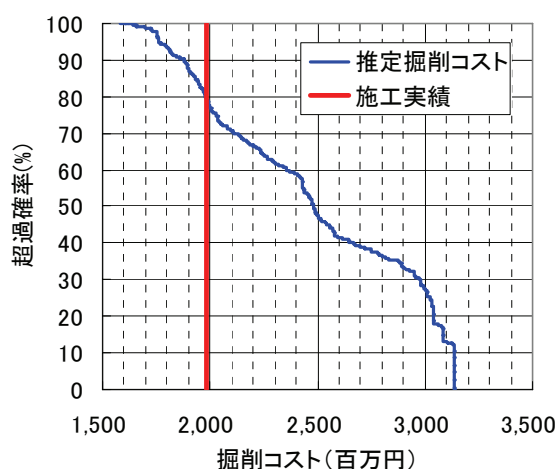


図 6.29 土被り厚を補正した場合のリスクカーブ

表 6.10 各シナリオにおける掘削コスト（単位：億円）

	楽観	最尤	悲観	当初設計	施工実績
掘削コスト	18.8	24.8	31.4	16.3	19.8

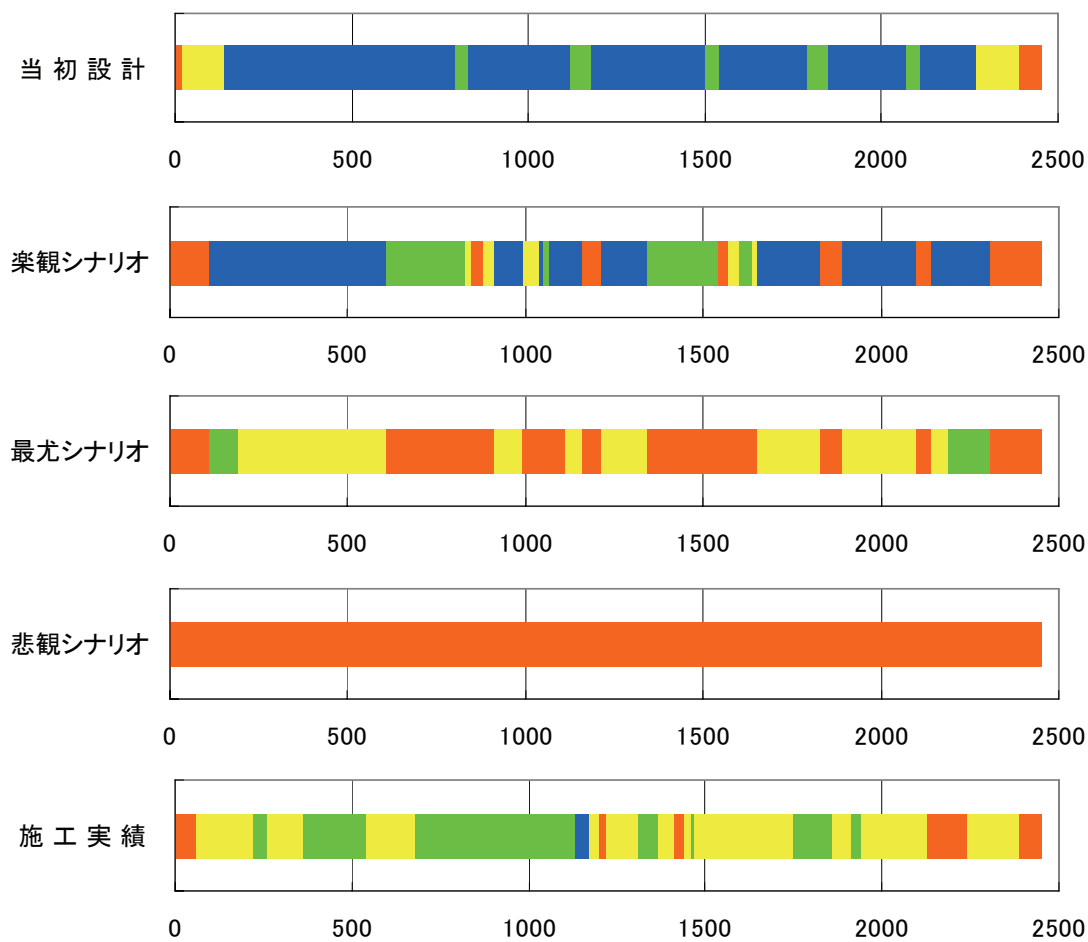


図 6.30 地山等級の比較

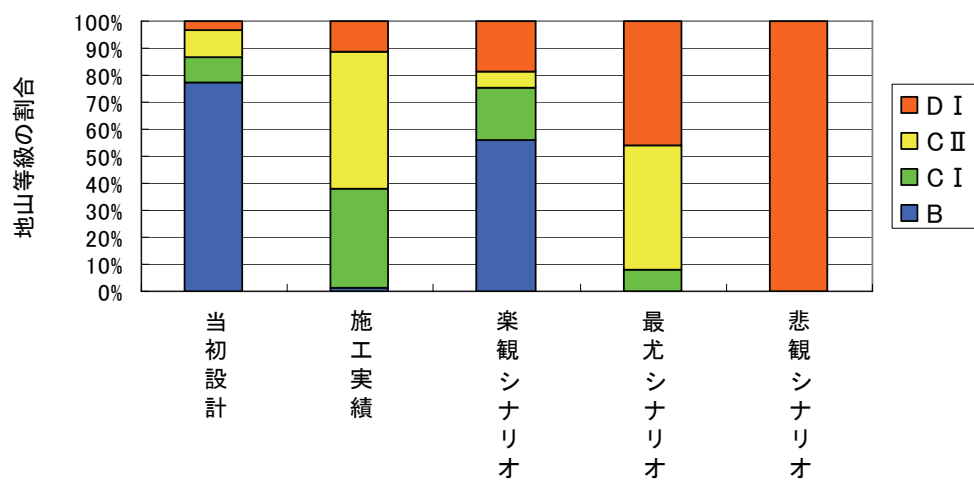


図 6.31 地山等級の比較 (各地山等級がトンネル総延長に占める割合)

## 6.4 事例検証 2

ここでは、R トンネルと同様の手法により、コア評価点を用いた地山評価における地盤リスクを算定する。

### 6.4.1 コア評価点から地山等級を判定する際の不確実性

ここでは、コア評価点から地山等級を判定する際の不確実性について検討を行う。したがって、弾性波速度の不確実性、弾性波速度からコア評価点に変換する際の不確実性は考慮しない。

#### (1) トンネル掘削位置における弾性波速度

外生ドリフト・通常型クリギングによる推定値を用いる。屈折法弾性波探査結果と、外生ドリフト・通常型クリギングによるトンネル掘削位置における弾性波速度の比較は図 5.31(b)に示した通りである。

#### (2) 弾性波速度とコア評価点との関係

T トンネルにおいては、速度検層が実施されていない。そこで、第 5 章と同様に TB1 孔沿いの高精度弾性波探査結果を速度検層データとみなすこととする。図 6.32 に、TB1 孔沿いの高精度弾性波探査結果とコア評価点との関係を示す。図 6.32 に示した弾性波速度検層データ  $V_p(\text{m/s})$  とコア評価点  $C_p$  との関係を直線で近似すると、次式となる。

$$C_p = 0.0079 \cdot V_p + 9.82, \quad \sigma = 5.9 \quad (6.8)$$

ここで、 $\sigma$  は標準偏差を示す。なお、ここでは、コア評価点と地山等級との関係における不確実性に着目しているため、 $\sigma$  は考慮しない。

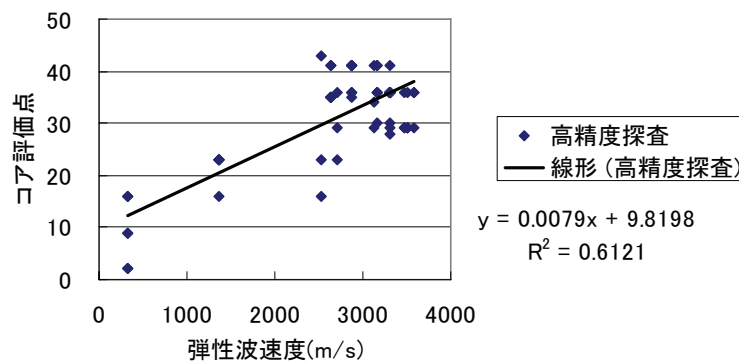


図 6.32 弾性波速度とコア評価点との比較

### (3) 地盤リスクの評価結果

図 6.33 にコア評価点と地山等級との関係における不確実性によるリスクカーブを示す。また、図 6.33 に示す超過確率 0.9 に対する地山評価を楽観シナリオ、超過確率 0.5 に対する地山評価を最尤シナリオ、超過確率 0.1 に対する地山評価を悲観シナリオとし、各シナリオによる地山評価結果を表 6.11、図 6.34 および図 6.35 に示す。

表 6.11 に示すように、悲観シナリオと楽観シナリオとの差は 0.8 億円と小さい。また、最尤シナリオと施工実績との乖離は 5.5 億円と大きい。さらに、リスクカーブは施工実績に達していない。すなわち、コア評価点から地山評価を判定する際の不確実性による地盤リスクよりも施工実績はさらに不良な地山状況であったことを示す。また、図 6.34 および図 6.35 に示すように、各シナリオによる地山評価結果は、CII 地山が主体であり地山評価の違いは大きくない。また、施工実績は D 地山が 9 割以上を占めることから、各シナリオによる地山評価結果と施工実績との乖離は大きい。ただ、当初設計は CI 地山が主体であったことと比較すると、コア評価点を用いた地山評価を行うことにより施工実績に近い結果が得られていることがわかる。

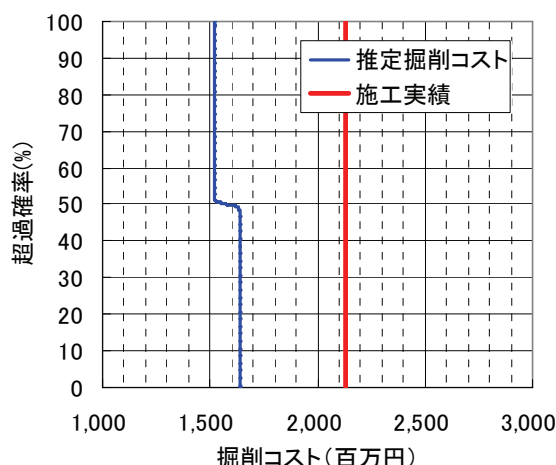


図 6.33 コア評価点から地山等級を判定する際の不確実性によるリスクカーブ

表 6.11 各シナリオにおける掘削コスト（単位：億円）

	楽観	最尤	悲観	当初設計	施工実績
掘削コスト	15.2	15.8	16.4	14.2	21.3

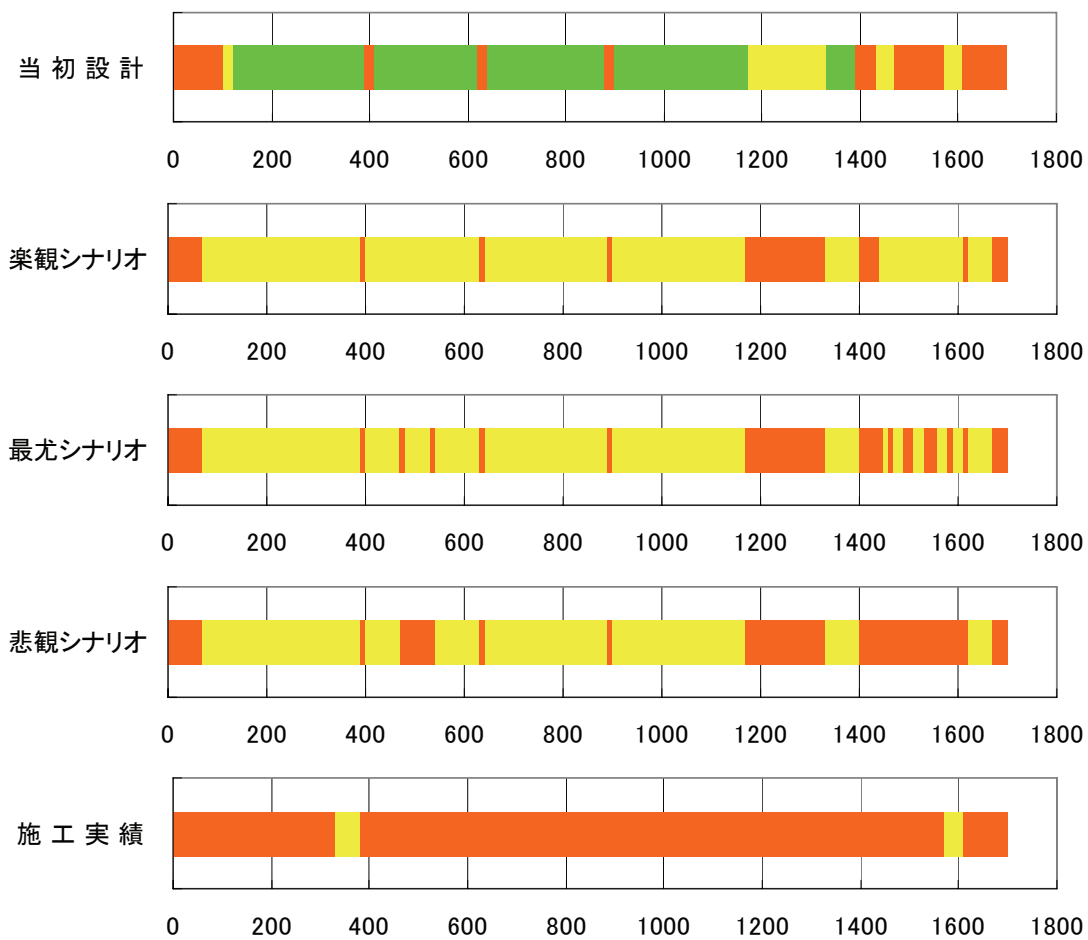


図 6.34 地山等級の比較

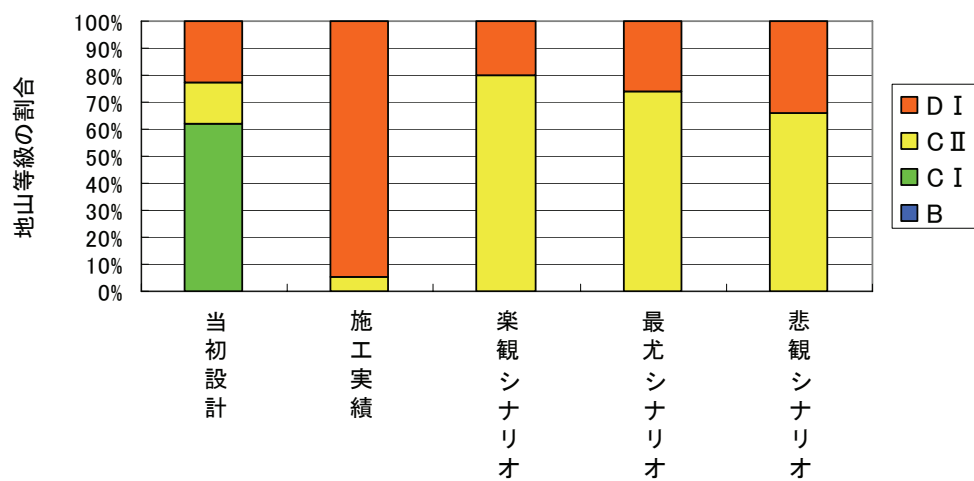


図 6.35 地山等級の比較（各地山等級がトンネル総延長に占める割合）

## 6.4.2 弾性波速度とコア評価点との相関における不確実性

ここでは、弾性波速度とコア評価点との相関における不確実性を検討する。このため、外生ドリフト・通常型クリギングにより推定される弾性波速度の不確実性については考慮しない。一方、コア評価点による地山評価における不確実性については、6.4.1で検討したように、ほとんど地山評価に影響を及ぼさないため、6.3.1と同様の方法により地山評価を行うこととする。

### (1) 弾性波速度とコア評価点との関係

高精度屈折法弾性波探査による弾性波速度とコア評価点との関係は、式(6.8)に示した通りである。ここで、式(6.8)により得られるコア評価点を期待値とし、式(6.8)に示す標準偏差をもつ正規分布乱数を発生させてトンネル掘削位置におけるコア評価点とする。

### (2) 地盤リスクの評価結果

リスクカーブを図 6.36 に示す。ここで、超過確率 0.9 に対する地山評価を楽観シナリオ、超過確率 0.5 に対する地山評価を最尤シナリオ、超過確率 0.1 に対する地山評価を悲観シナリオとし、各シナリオによる地山評価結果を図 6.37～図 6.38 に示す。

図 6.36 に示すように、楽観シナリオは 14.0 億円、最尤シナリオは 15.2 億円、悲観シナリオは 21.3 億円であり、悲観シナリオと楽観シナリオとの差は 7.3 億円であり、コア評価点と地山等級との関係における不確実性に比べると大きい。また、最尤シナリオと施工実績との乖離は、6.1 億円と大きく、施工実績は悲観シナリオにほぼ一致する結果となっている。

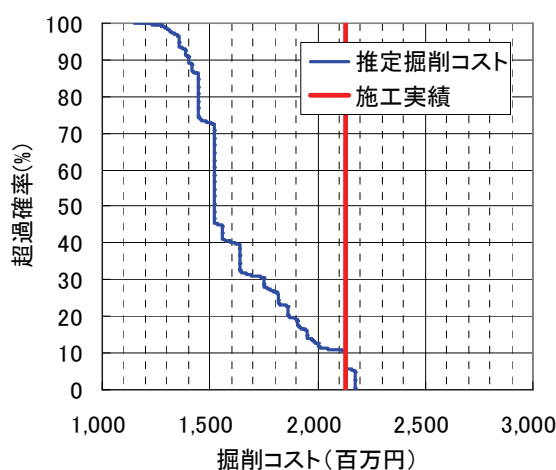


図 6.36 弾性波速度とコア評価点との関係における不確実性によるリスクカーブ

表 6.12 各シナリオにおける掘削コスト（単位：億円）

	楽観	最尤	悲観	当初設計	施工実績
掘削コスト	14.0	15.2	21.3	14.2	21.3



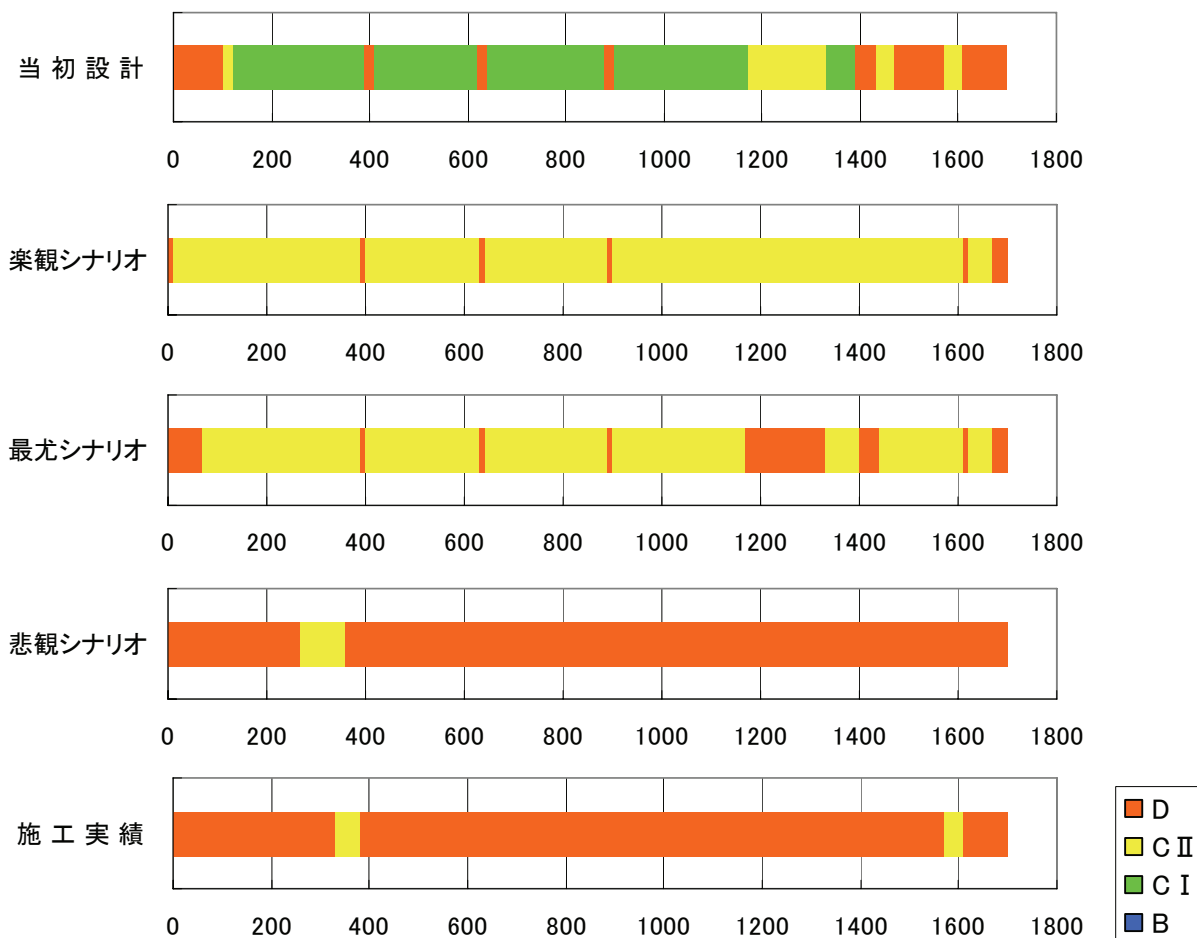


図 6.37 地山等級の比較

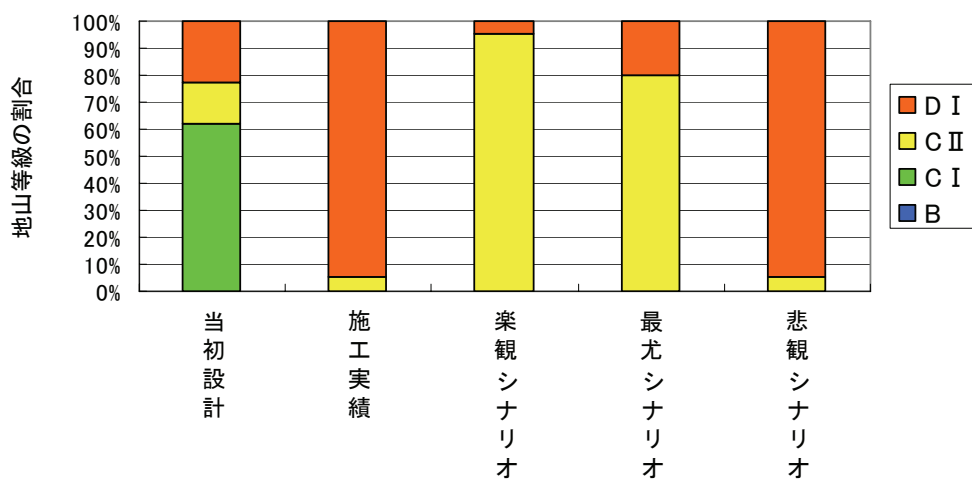


図 6.38 地山等級の比較 (各地山等級がトンネル総延長に占める割合)

### 6.4.3 弾性波速度の不確実性

ここでは、弾性波速度の不確実性が地山評価に及ぼす影響について検討する。このため、6.4.2で検討した弾性波速度とコア評価点との相関における不確実性は考慮しないこととする。なお、弾性波速度とコア評価点との相関式として、式(6.8)を用いる。また、コア評価点と地山等級との関係における不確実性については、6.4.1と同様に考慮するものとする。

トンネル掘削位置における弾性波速度は、外生ドリフト・通常型クリギングにより推定する。このときの推定誤差を用いて、弾性波速度の不確実性を考慮する。

図 6.39 に弾性波速度の不確実性を考慮した場合のリスクカーブを示す。ここで、超過確率 0.9 に対する地山評価を楽観シナリオ、超過確率 0.5 に対する地山評価を最尤シナリオ、超過確率 0.1 に対する地山評価を悲観シナリオとする。楽観シナリオによる掘削コストは約 14.5 億円、悲観シナリオによる掘削コストは約 19 億円であり、その差は約 4.5 億円である。最尤シナリオと施工実績との乖離は約 6 億円である。また、リスクカーブは施工実績にほとんど達していない。

各シナリオによる地山評価結果を表 6.13、図 6.40 および図 6.41 に示す。楽観シナリオと最尤シナリオでは CⅡ 地山が主体となっている。悲観シナリオでは D 地山が約 6 割を占めるが、施工実績に比べれば、かなり良好な地山として評価している。

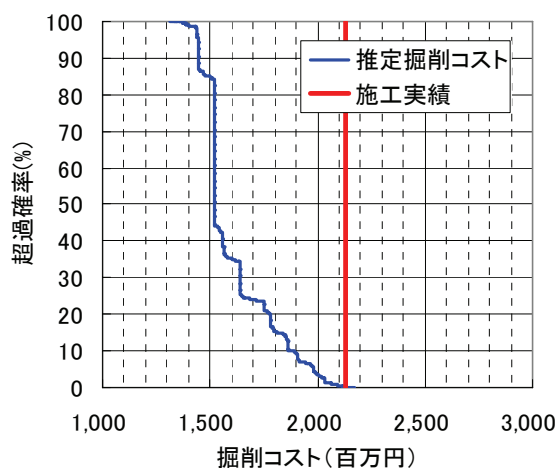


図 6.39 弾性波速度の不確実性によるリスクカーブ

表 6.13 各シナリオにおける掘削コスト（単位：億円）

	楽観	最尤	悲観	当初設計	施工実績
掘削コスト	14.5	15.2	18.8	14.2	21.3

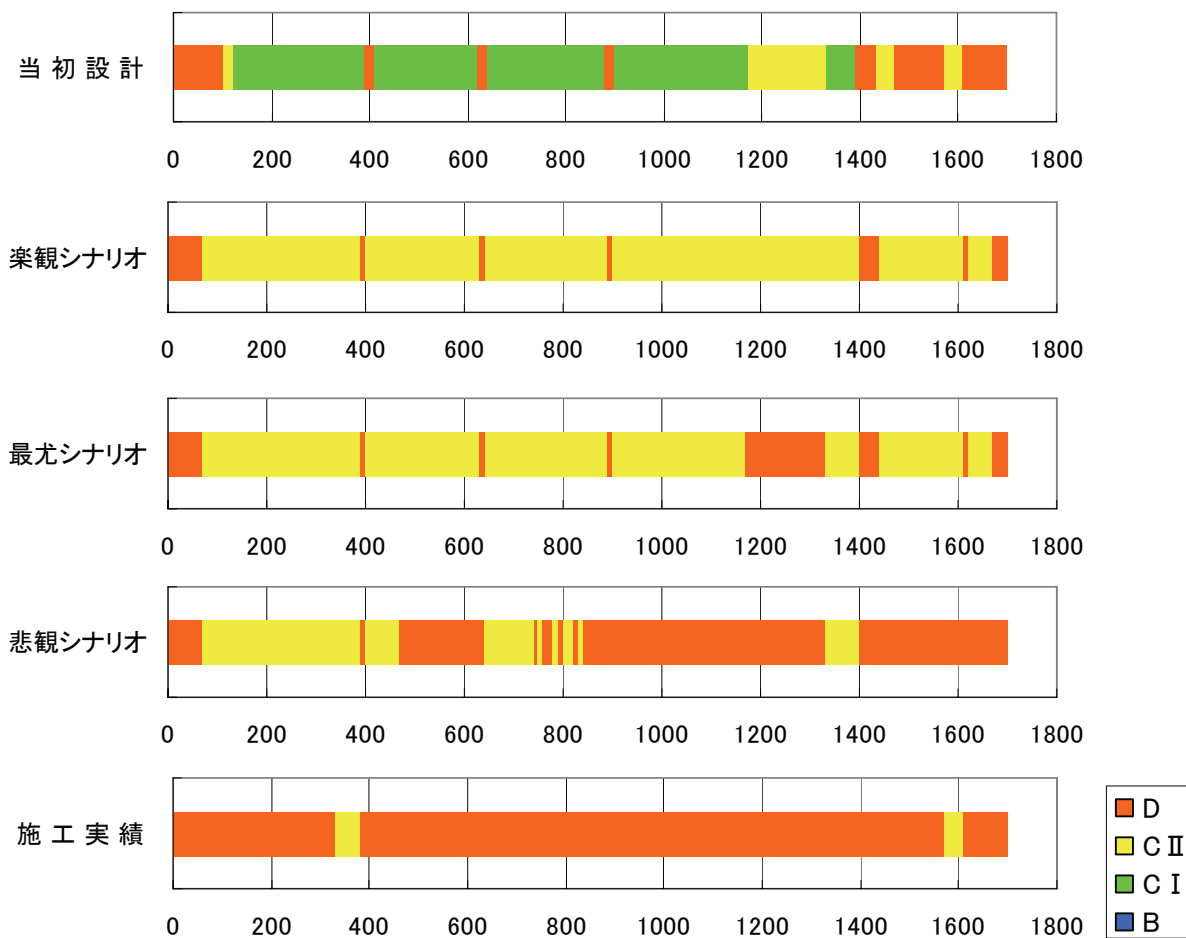


図 6.40 地山等級の比較

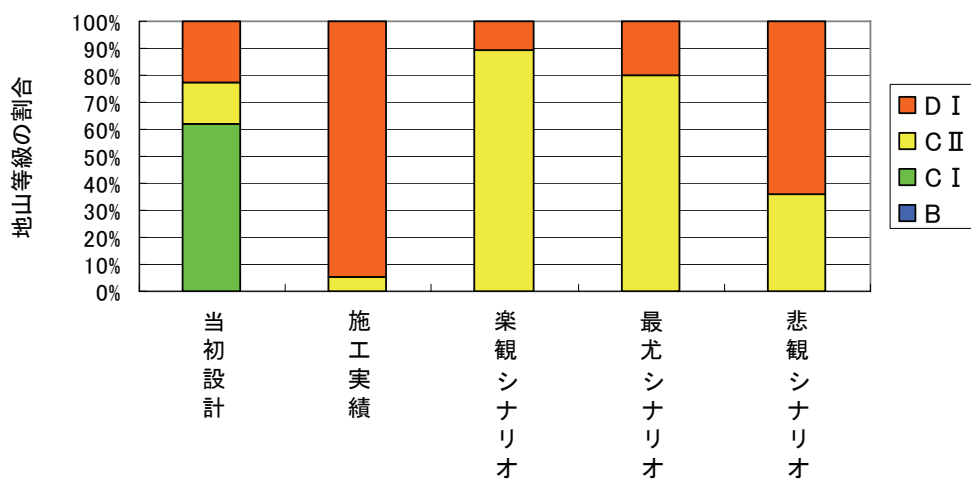


図 6.41 地山等級の比較 (各地山等級がトンネル総延長に占める割合)

#### 6.4.4 コア評価点を用いた地山評価における不確実性

ここでは、前項までに考慮した以下の3つの不確実性をすべて考慮した場合の地盤リスクについて検討する。

- ①コア評価点から地山等級を判定する際の不確実性
- ②コア評価点と弾性波速度との相関における不確実性
- ③弾性波速度の不確実性

図 6.42 にリスクカーブを示す。ここでも、超過確率 0.9 に対する地山評価を楽観シナリオ、超過確率 0.5 に対する地山評価を最尤シナリオ、超過確率 0.1 に対する地山評価を悲観シナリオとする。前節までに検討した上記①～③の不確実性について、各シナリオにおける掘削コストの比較を表 6.14 に示す。①に示すコア評価点と地山等級との関係における不確実性については、悲観シナリオと楽観シナリオの差で示す変動幅は 1.2 億円と小さい。また、最尤シナリオと施工実績との乖離量は -5.5 億円と大きい。②に示すコア評価点と弾性波速度との相関における不確実性は、楽観シナリオと悲観シナリオとの差で示す変動量は 7.3 億円、一方、③に示す弾性波速度の不確実性については、悲観シナリオと楽観シナリオの差で示す変動量は 4.4 億円であり、コア評価点と弾性波速度との相関における不確実性のほうが大きい。上記①～③における不確実性を全て考慮した場合には、悲観シナリオと楽観シナリオとの差で示す変動量は 7.4 億円であり、②および③に比べるとやや大きくなっている。また、最尤シナリオと施工実績との差は -6.1 億円と大きい。

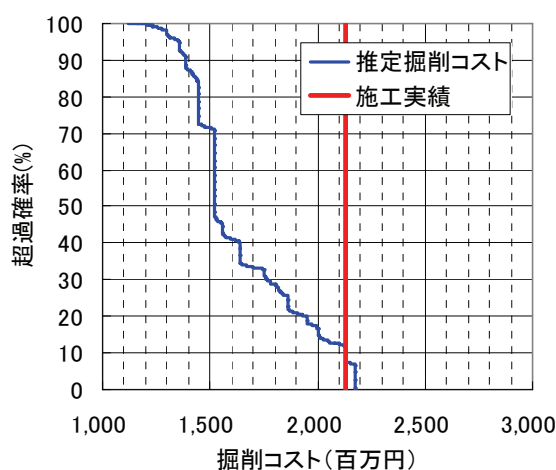


図 6.42 コア評価点による地山評価におけるリスクカーブ

表 6.14 楽観・最尤・悲観シナリオにおける掘削コストの比較

不確実性の種類	楽観シナリオ	最尤シナリオ	悲観シナリオ	最尤シナリオと施工実績との差	悲観シナリオと楽観シナリオとの差
①コア評価点と地山等級との関係 ※1	15.2 億円	15.8 億円	16.4 億円	-5.5 億円	1.2 億円
②コア評価点と弾性波速度との相関 ※2	14.0 億円	15.2 億円	21.3 億円	-6.1 億円	7.3 億円
③弾性波速度	14.5 億円	15.2 億円	18.8 億円	-6.1 億円	4.4 億円
①～③を考慮	13.9 円	15.2 億円	21.3 億円	-6.1 億円	7.4 億円

表 6.15 に最尤シナリオによる地山評価と施工実績との一致率(%), 楽観シナリオと悲観シナリオによる施工実績の捕捉率(%)を示す。捕捉率は 96.5%であり, 楽観シナリオと悲観シナリオにより, ほぼ施工実績を捉えていることがわかる。一方, 一致率は 25.3%と高くない。

表 6.15 最尤シナリオと施工実績との一致率と楽観・悲観シナリオからみた施工実績の捕捉率

一致率(%)	捕捉率(%)
25.3	96.5

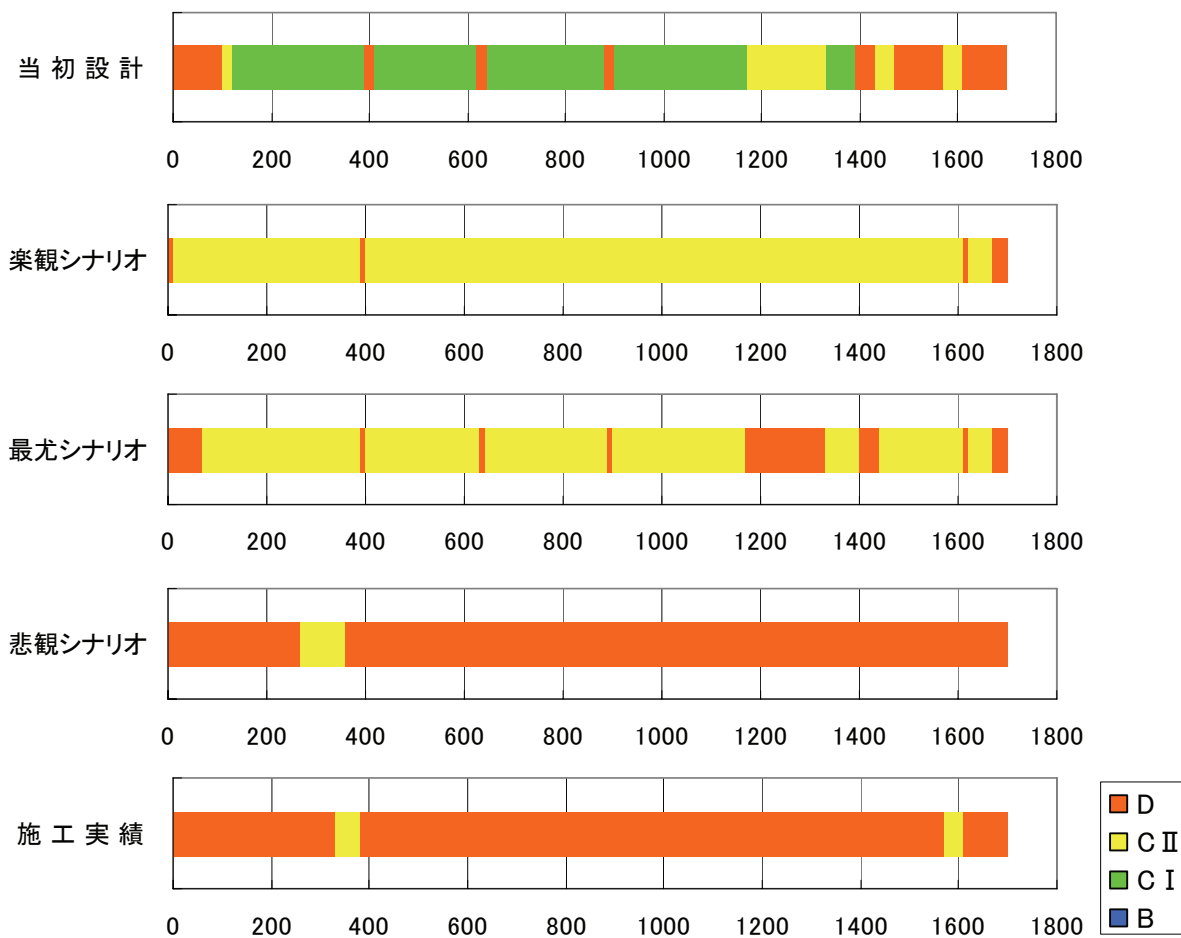


図 6.43 地山等級の比較

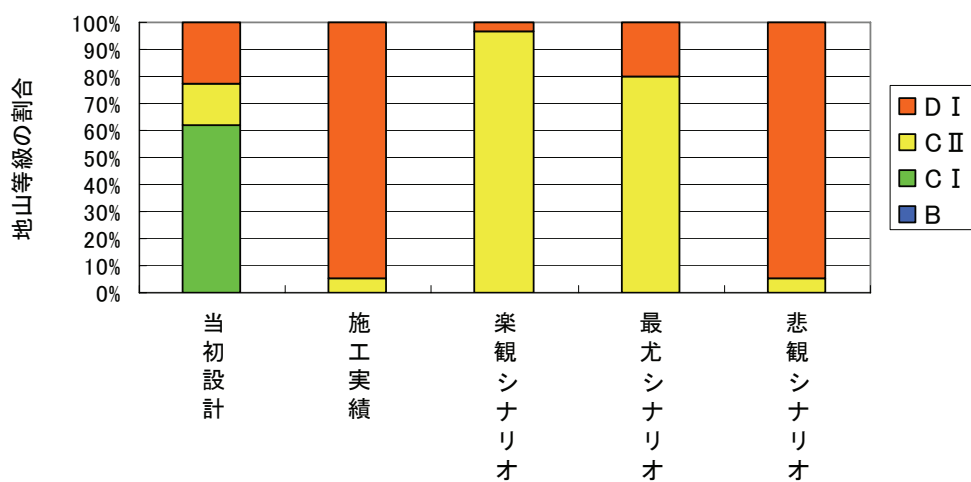


図 6.44 地山等級の比較（各地山等級がトンネル総延長に占める割合）

#### 6.4.5 土被り厚の補正による地山評価の不確実性低減の試み

ここでは、6.3.6 に示した方法により土被り厚の補正を行う。

T トンネルにおいては、速度検層が実施されていない。そこで、高精度弾性波探査により得られた TB1 孔沿いの弾性波速度を速度検層データとみなして解析を行う。図 6.45 に TB1 孔沿いの高精度弾性波探査による弾性波速度とコア評価点との比較を示す。青でプロットした点は、高精度弾性波探査による弾性波速度、赤でプロットした点は土被り厚を補正した弾性波速度によるものである。土被り厚の補正後における近似直線の式は以下の通りである。

$$C_p = 0.0061 \cdot V_p + 13.44, \sigma = 5.9 \quad (6.9)$$

土被り厚を補正する前の弾性波速度とコア評価点との相関式における標準偏差  $\sigma$  は、式(6.8)に示すように 5.9 であった。これに対し、土被り厚を補正した場合の弾性波速度とコア評価点との相関式における標準偏差  $\sigma$  は、式(6.9)に示すように 5.9 であり、同程度である。

次に、トンネル掘削位置における弾性波速度の補正を行う。トンネル掘削位置における弾性波速度に対して、式(6.5)により補正した弾性波速度を図 6.46 に示す。同図には、土被り厚をあわせて示した。図 4.46 に示すように、土被り厚が大きくなるトンネル中央部では、弾性波速度は約 4.0km/s から約 3.0km/s に低下している。

上記により、土被り厚を補正した弾性波速度に対して、6.4.4 と同様に、地山評価を行う。図 6.47 にリスクカーブを示す。ここで、超過確率 0.9 に対する地山評価を楽観シナリオ、超過確率 0.5 に対する地山評価を最尤シナリオ、超過確率 0.1 に対する地山評価を悲観シナリオとする。表 6.16、図 6.48 および図 6.49 に、各シナリオによる地山評価結果を示す。最尤シナリオについては、土被り厚を補正することにより施工実績に近い結果が得られた。このことは、R トンネルの結果と異なる。悲観シナリオと楽観シナリオとの差は 6.8 億円であり、表 6.14 に示した土被り補正前と比較すると、土被り厚を補正することにより差は小さくなっている。また、は最尤シナリオに近い結果となった。図 6.48 および図 6.49 に示すように、最尤シナリオは D 地山が約 9 割を占める。地山評価においては D 地山が下限であることから、最尤シナリオにおいて既に下限に近い地山評価となっていることにより、悲観シナリオとの差がほとんどなくなったものと考えられる。

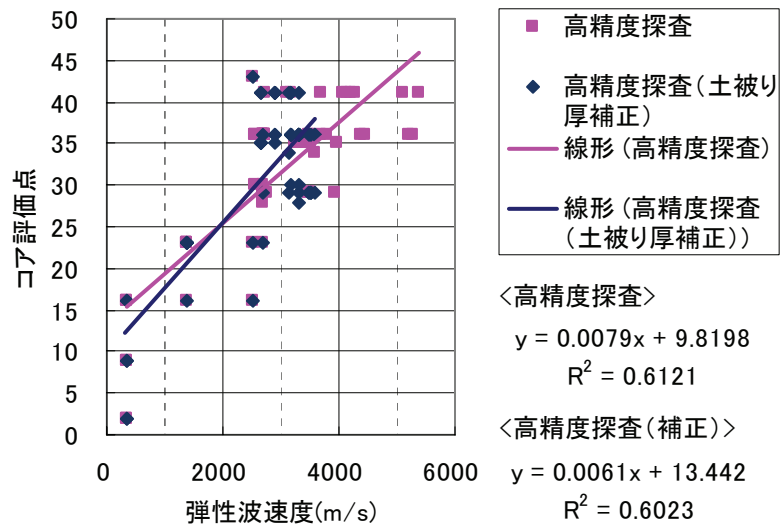


図 6.45 TB1 位置における高精度弾性波探索結果とコア評価点の比較

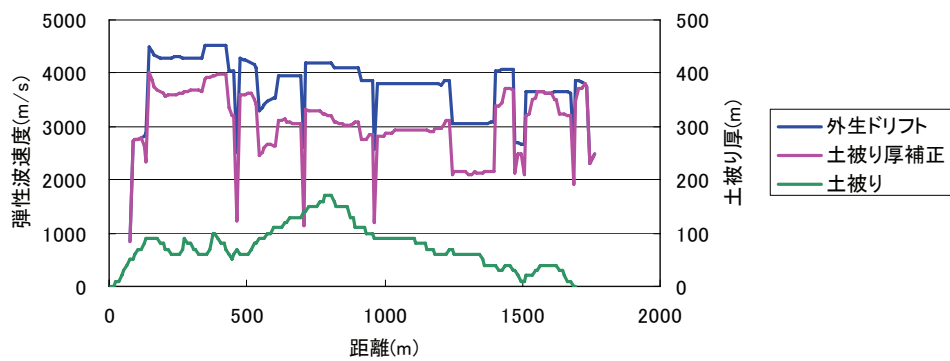


図 6.46 トンネル掘削位置における弾性波速度の比較



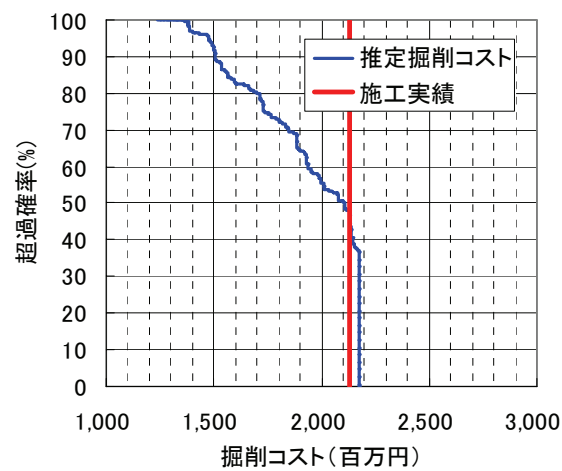


図 6.47 土被り厚を補正した場合におけるリスクカーブ

表 6.16 各シナリオにおける掘削コスト（単位：億円）

	楽観	最尤	悲観	当初設計	施工実績
掘削コスト	15.0	21.1	21.8	14.2	21.3

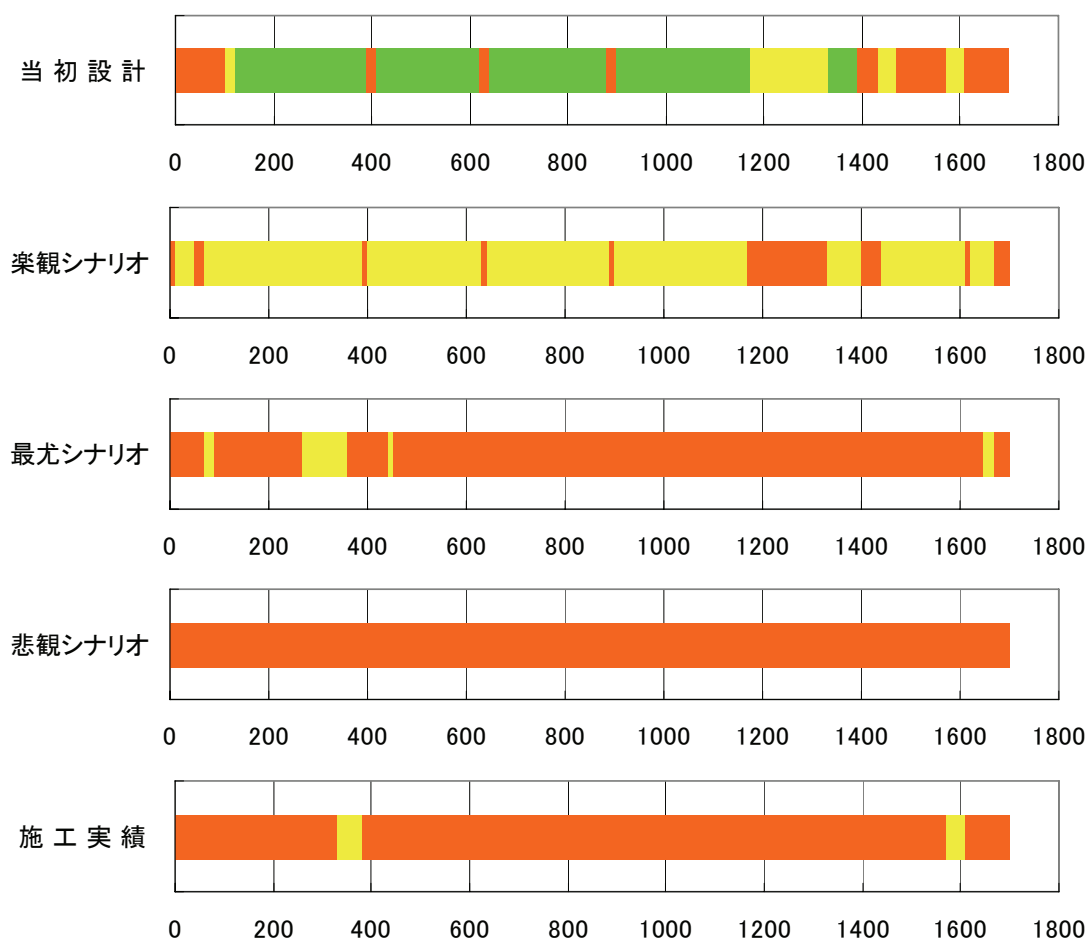


図 6.48 地山等級の比較

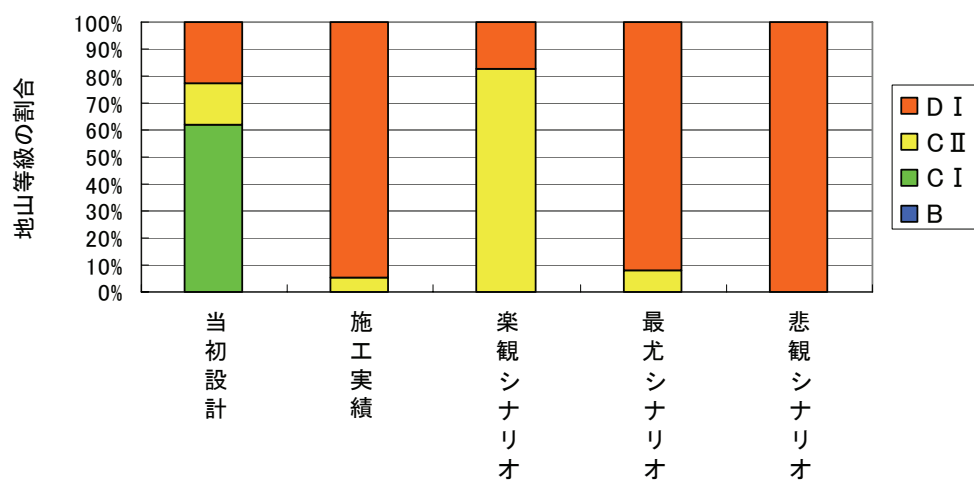


図 6.49 地山等級の比較（各地山等級がトンネル総延長に占める割合）

#### 6.4.6 高精度弾性波探査との比較

ここでは、屈折法弾性波探査結果の代わりに、高精度弾性波探査結果を用いる。ここで、TB1孔では極一部の区間においてのみ速度検層が実施されてだけであり、実質的には行われていないと言える。このため、6.3.6で述べたように検層データとの比較により高精度弾性波探査結果の不確実性を評価する手法は適用できない。このため、ここでは、高精度弾性波探査結果の不確実性は考慮しない。

ここで、高精度弾性波探査結果に対し、6.4.6と同様に、土被り厚の補正を行った後、地山評価を行う。図6.50にリスクカーブを示す。図6.50において超過確率0.9に対する地山評価を楽観シナリオ、超過確率0.5に対する地山評価を最尤シナリオ、超過確率0.1に対する地山評価を悲観シナリオとする。各シナリオの結果を図6.51および図6.52に示す。図6.47～図6.49と比較すると、より不良な地山評価となっていることがわかる。

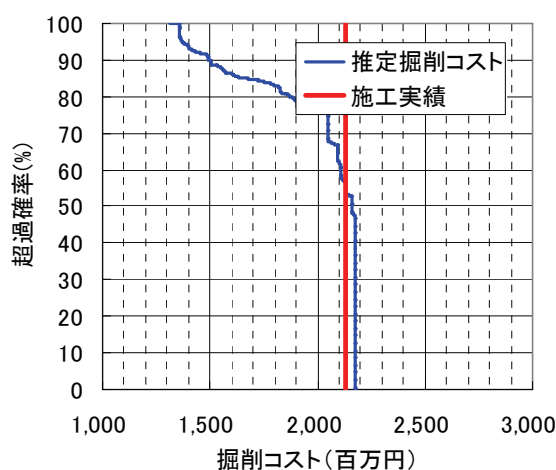


図 6.50 高精度弾性波探査結果におけるリスクカーブ

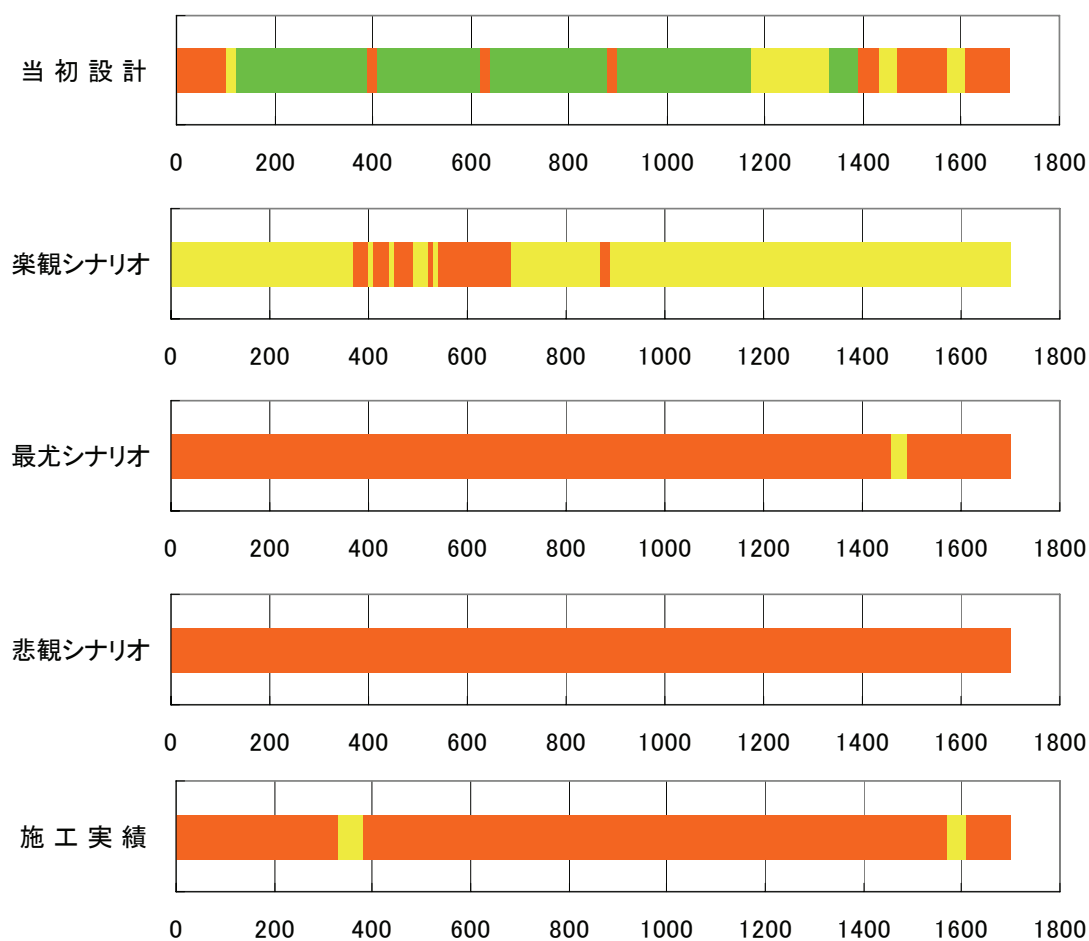


図 6.51 地山等級の比較

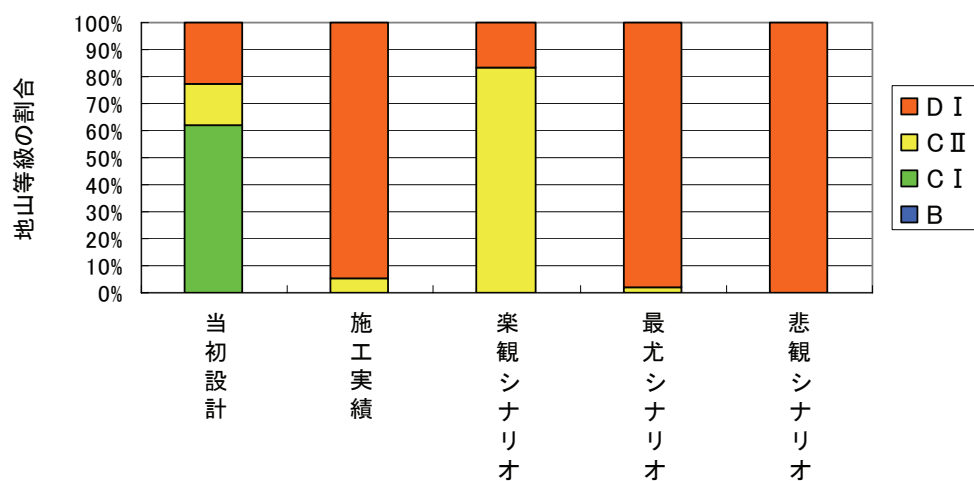


図 6.52 地山等級の比較（各地山等級がトンネル総延長に占める割合）

## 6.5 まとめ

本章では、コア評価点を用いた地山評価における地盤リスクの評価を行った。地盤リスクの評価においては、①コア評価点と地山等級との関係における不確実性、②弾性波速度とコア評価点との関係における不確実性、③弾性波速度の不確実性を考慮した。地盤リスクの評価は、結晶質岩系地山の R トンネル、堆積岩系地山の T トンネルについて行った。その結果、R トンネル、T トンネルとも、施工実績から推定される掘削コストは、地盤リスクの範囲内に収まった。第 5 章で述べた地山分類表による地山評価では、R トンネルおよび T トンネルとも施工実績から推定される掘削コストは地盤リスクの範囲外であったことと比較すると、コア評価点を用いた地山評価手法が有効であることがわかる。なお、R トンネルでは施工実績と最尤度シナリオはほぼ一致したのに対し、T トンネルでは施工実績は最尤シナリオより更に不良な地山を示した。このことは、コア評価点を用いた地山評価手法でも、最尤シナリオと施工実績が大きく乖離する可能性があることを示している。また、上記①～③の不確実性による影響を検討した結果、①の不確実性が地山評価の不確実性に及ぼす影響は小さく、②および③の不確実性が地山評価に及ぼす影響は、ほぼ同程度あるいは③の方が少し小さいことがわかった。したがって、地山評価における不確実性を小さくするためには、②と③のどちらか一方の不確実性を小さくするだけでは十分でなく、両方の不確実性を小さくすることが必要である。

弾性波速度とコア評価点との相関における不確実性を小さくすることを目的として、Barton の図をもとに、弾性波速度の土被り厚補正の式を導き、土被り厚の補正を試みた。その結果、弾性波速度とコア評価点との相関における不確実性は小さくなった。しかし、最尤シナリオによる地山評価と施工実績と差をみると、R トンネルでは拡大し、T トンネルでは減少した。したがって、現時点では土被り厚の補正が常に有効であるというわけではない。これに対しては、土被り厚の補正前後の楽観シナリオと悲観シナリオとの差を比較することにより、土被り厚を補正するか否かを判断することが望ましい。土被り厚の補正が常に上手くいくわけではない原因として、本研究で提案した手法が Barton の図をもとにしており、日本の地質を対象に作られた図ではないことが挙げられる。また、R トンネルでは、音波検層のデータに対して土被り厚の補正を行ったが、一般に音波検層のデータはボーリング孔の極周辺の弾性波速度を捉えており、音波検層で得られる弾性波速度は応力解放状態に近い弾性波速度を測定している可能性がある。このため、音波検層のデータに対して土被り厚を補正することは、本来必要のない補正を実施している可能性がある。また、コア評価点による地山評価手法における不確実性は、上記①～③の不確実性の微妙なバランスの上に成り立つものであり、どれか 1 つの不確実性を小さくすることで、地山評価全体の不確実性が逆に拡大する可能性もある。土被り厚の補正は、弾性波速度とコア評価点との相関における不確実性を小さくすることを目的としたものであり、弾性波速度の不確実性を小さくすることと合わせて行うことにより、地山評価の不確実性を小さくすることができる可能性がある。

R トンネルにおいては、外生ドリフト・通常型クリギングによる弾性波速度の不確実性を評価

する手法とは別の手法として、屈折法弾性波探査結果と音波検層結果との比較による弾性波速度の不確実性の評価を試みた。今回の結果では、外生ドリフト・通常型クリギングにより弾性波速度の不確実性を評価した結果に比べると、施工実績との乖離が大きくなった。このため、弾性波速度の不確実性を評価するもう一つの手法として、さらなる手法の改善が必要である。

また、T トンネルにおいては、高精度弾性波探査結果についても検討を行った。その結果、外生ドリフト・通常型クリギングにより推定したトンネル掘削位置における弾性波速度を用いた地山評価に比べ、全体に施工実績に近い結果が得られた。これにより、高精度弾性波探査の適用の有効性が示された。

## 第7章 合理的な事前調査のための提言

---

我が国の山岳トンネルの事前調査においては、事前調査で予測された地山性状にくらべ、実際の地山性状が不良地山であることによる施工段階での建設コストの大幅な増加が問題となっている。このような事前調査結果と実際の地山性状との乖離は、事前調査結果における地盤条件の不確実性が原因と考えられる。本研究では、事前調査結果による建設コストを期待値（期待建設コスト）とし、地盤条件の不確実性に起因する建設コストの変動リスクを地盤リスクとした。そして、事前調査における地盤リスクの評価を行った。なお、事前調査における地盤リスクは、あくまで事前調査で推定されるものであり、実際の建設コストが地盤リスクの範囲内に収まる保証はない。そこで、事後評価として、実績建設コスト（ここでは、実際の施工実績ではなく、実績支保工パターンから推定される建設コスト）と地盤リスクを対比し、本研究で提案する地盤リスク評価手法の検証を行った。

山岳トンネルの事前調査においては、ボーリング調査、地表地質踏査、屈折法弾性波探査を行うのが一般的である。ボーリング調査は点（もしくは線）の情報であり、ボーリング結果だけでは地山全体の性状を把握することはできない。地表地質踏査は露頭という点の情報から推定されるものであり、しかも定量的な物性値を得ることができない。これに対し、屈折法弾性波探査では地山全体の定量的な物性値（弾性波速度分布）が得られる。このようなことから、山岳トンネルの事前調査における地山評価においては、弾性波速度が重要な情報となっている。

我が国の山岳トンネルの事前調査では、地山分類表による地山評価が一般的に行われている。そこで、第5章では、地山分類表による地山評価における地盤リスクの評価を行った。ここで、地山分類表による地山評価における不確実性として、次の2つが挙げられる。1つは屈折法弾性波探査により得られる弾性波速度自体の不確実性、もう1つは地山分類表の弾性波速度区分による地山等級判定の際の不確実性である。この2つの不確実性を考慮し、結晶質岩系地山であるRトンネルと堆積岩系地山であるTトンネルについて検証を行った。その結果、いずれのトンネルにおいても、実績建設コストは、地山分類表による地山評価における建設コストの変動リスク（リスクカーブ）の範囲外となった。これにより、弾性波速度のみによる地山評価では、適切に地盤リスクを評価できないことがわかった。したがって、地山分類表による地山評価においては、ボーリングデータや地表地質踏査結果により地山評価を行う必要がある。ただ、ボーリングデータや地表地質踏査結果は定性的なデータであり、これらのデータをもとにしたリスクカーブの算定は困難である。すなわち、地山分類表による地山評価では、地盤リスクの評価は困難であることがわかった。

そこで、第6章では、新たな地山評価手法であるコア評価点を用いた地山評価について、地盤リスクの評価を行った。その結果、R トンネルおよび T トンネルとも、実績建設コストは、コア評価点を用いた地山評価におけるリスクカーブの範囲内に収まった。これにより、コア評価点による地山評価手法が有効であることがわかった。コア評価点を用いた地山評価における不確実性として、弾性波速度自体の不確実性、弾性波速度とコア評価点との相関における不確実性、コア評価点から地山等級を判定する際の不確実性が挙げられる。今回検討した方法では、弾性波速度の不確実性と、弾性波速度とコア評価点との相関における不確実性は同程度であり、コア評価点から地山等級を判定する際の不確実性は、前記2つの不確実性に比べると小さいことがわかった。したがって、地盤リスクを低減するためには、弾性波速度の不確実性と、弾性波速度とコア評価点との相関における不確実性の両方を低減することが必要である。弾性波速度の不確実性を低減するためには、第5章において通常型クリギングと外生ドリフト・通常型クリギング結果の比較で示したように、速度検層結果を利用した外生ドリフト・通常型クリギングの適用が有効である。また、速度検層においては、ダウンホール法速度検層より音波検層のデータを用いた方が、弾性波速度とコア評価点との相関が高くなることがわかった。これは、ダウンホール法速度検層より音波検層の方が、比較の対象となるコアのスケールに近い弾性波速度が得られるための考えられる。さらに、土被り厚を補正することにより、弾性波速度とコア評価点との相関における不確実性（データのばらつき）は小さくなることがわかった。ただ、弾性波速度とコア評価点との相関における不確実性のみを小さくした場合には、逆に地山評価における地盤リスクが拡大する可能性があることがわかった。したがって、地山評価における地盤リスクを低減するためには、弾性波速度の不確実性、弾性波速度とコア評価点との相関における不確実性の両方を低減する必要がある。

以上の結果をまとめる。

- ① 地盤リスクの評価という観点から見ると、事前調査における地山評価では、地山分類表による地山評価では実績建設コストを推定できないおそれがあるため、コア評価点を用いた地山評価を行うことが望ましい。
- ② コア評価点を用いた地山評価においては、トンネル掘削位置における弾性波速度の推定方法として外生ドリフト・通常型クリギングが有効である。外生ドリフト・通常型クリギングは、屈折法弾性波探査結果における最下層以深の弾性波速度の推定手法としてだけでなく、点情報として速度検層（音波検層）結果、面情報として屈折法弾性波探査結果を利用することにより、屈折法弾性波探査という大きなスケールにおける弾性波速度を速度検層というコアのスケールにおける弾性波速度に変換する手法としても利用できる。したがって、屈折法弾性波探査のかわりに、ボーリング孔や切羽を利用した高精度弾性波探査を利用することも可能となる。
- ③ コア評価点を用いた地山評価では、ボーリング調査が必須となる。このため、屈折法弾性波探査ではなく、ボーリング孔を利用した高精度弾性波探査の適用が望ましい。これにより、トンネル掘削位置における弾性波速度の推定精度の向上も期待できる。



- ④ コア評価点を用いた地山評価では、速度検層の実施が必須となる。速度検層には、ダウンホール法速度検層や音波検層など様々な種類がある。弾性波速度とコア評価点との相関における不確実性を小さくするという目的に立てば、よりコアのスケールに近い弾性波速度が得られる手法を適用することが望ましい。具体的には、ダウンホール法速度検層ではなく、孔内で起振・受振を行う音波検層やサスペンション PS 検層の適用が望ましい。
- ⑤ 土被り厚を補正することにより、弾性波速度とコア評価点との相関における不確実性は小さくなることが期待される。ただ、弾性波速度とコア評価点との相関における不確実性が小さくなっても、弾性波速度自体の不確実性との兼ね合いから、地山評価にける地盤リスクが低減するとは限らない。したがって、現状では、土被り厚を補正した場合と補正しなかった場合の地盤リスクを比較し、地盤リスクの小さい方を採用することが望ましい。

## 第 8 章 結論と今後の展望

---

### 8.1 結論

本研究では、山岳トンネルの事前調査における地盤リスクの評価手法を提案し、地盤リスクの低減から見た合理的な調査方法を提言することを目的とした。

第 1 章では、本研究の背景と目的を述べた。

第 2 章では、山岳トンネルの事前調査で予測された地山性状と、実際の地山性状との乖離について、既往の文献をもとに整理した。その結果、半数以上のトンネルで何らかの乖離が生じ、しかも不良地山側への乖離が多いことがわかった。

第 3 章では、地盤リスクの基本概念と、地盤リスクから見た調査の価値について考察した。また、地盤リスクの低減から見た調査の価値について示した。

第 4 章では、リスク解析およびリスク評価の手法について説明した。山岳トンネルの事前調査における地山評価においては、弾性波速度の不確実性と、地山等級を判定する際の不確実性を考慮する必要がある。前者については、地球統計学手法を適用することにより期待値に対する推定誤差標準偏差として不確実性を得ることができる。一方、後者については、地山等級の判定に対する技術者の判断の個人差により生ずると考え、乱数により模擬的に技術者判断の個人差を表現することにより、不確実性を表現することにした。そして、弾性波速度の不確実性と地山等級を判定する際の不確実性を考慮したモンテカルロ・シミュレーションを実施することにより、リスクカーブを算定する手法を提案した。

第 5 章では、我が国の山岳トンネルの事前調査で最も一般的に用いられている「地山分類表による地山評価」に対して、本研究で提案する評価手法により地盤リスクの評価を行った。結晶質岩系地山のトンネルと、堆積岩系地山のトンネルの 2 事例について検討を行ったが、いずれの事例においても、施工実績の支保パターンから推定される建設コストは地盤リスクの範囲外となった。これにより、弾性波速度から地山分類表により地山評価を行う手法の限界を示した。

第 6 章では、新たな地山評価手法として「コア評価点を用いた地山評価」を行い、提案する評価手法により地盤リスクの評価を行った。その結果、施工実績の支保パターンから推定される建設コストは地盤リスクの範囲におさまリ、しかも、「地山分類表による地山評価」における期待値と比べ、「コア評価点を用いた地山評価」における期待値は、施工実績との乖離が小さいという結果が得られた。これにより、「コア評価点を用いた地山評価」の有効性が示された。

第7章では、第5章と第6章における検討結果を踏まえ、地盤リスクの低減からみた合理的な事前調査方法について提言を行った。

## 8.2 今後の展望と課題

本研究では、山岳トンネル事前調査における地盤リスクの評価手法に関する研究を行った。その目的とするところは、地盤リスクの低減という観点から見た合理的な事前調査の実施にある。なお、地盤リスクは、合理的な事前調査の実施のための評価指標としての活用だけにとどまらない。その活用方法の例として、トンネル掘削工法の選定、トンネルルートを選定などが考えられる。近年、工期短縮と建設コストの削減を目的として、TBMの利用が増加している。しかし、TBMは、両刃の剣であり、不良地山によりTBMが損壊し、逆に工期遅延と建設費の増加が生じるリスクを抱えている（たとえば、飛騨トンネル）。これまでの事前調査では、本研究で扱った“最尤シナリオ”が示されるだけであり、その結果、TBMの採用によるリスクを評価できなかった。これに対し、地盤条件の不確実性を評価することにより、TBMが不良地山に捉まり損壊するリスクが高ければNATMを採用する、あるいはTBMの採用に向けて地盤リスクを低減するための追加調査を実施するといった意思決定に重要な情報を提供するものと考えられる。また、トンネルルートを選定においても、地盤リスクを評価することにより、リスクの低いルート選定が可能になるものと考えられる。実際、箕面トンネルでは、計画段階ではなく、調査段階においてトンネルルートの変更が行われた。このように、地盤リスクを評価することにより、適切なトンネル掘削工法の選定や、適切なトンネルルートを選定が可能となり、建設コストの削減に寄与するものとする。

また、建設請負契約におけるリスク分担においても地盤リスクは重要な情報となる。研究の背景で述べたように、財政状況の厳しい地方自治体等では、施工段階での大幅な建設コストの増加に対応できず、建設請負者が一部負担する事態が生じている。このため、建設請負契約において、発注者と建設請負者のリスク分担は明記する必要性が生じてきている。発注者のリスク対応としては、以下の2通りが考えられる。不良地山が出現する可能性が低い場合（すなわち、地盤リスクが小さい場合）には、従来のように、地盤リスクを保有する方法が考えられる。本研究で見てきたように、建設コストの変動に大きく影響を及ぼすのは不良地山の出現であり、比較的良好な地山であれば建設コストの変動は、さほど大きくない。このため、発注者が地盤リスクを保有することにより、建設請負金額の削減が期待できる。一方、不良地山が出現する可能性がある程度存在し、発注者単独では地盤リスクを負担するには大きすぎる場合には、建設請負者とのリスク分担を考える必要がある。そのためにも、地盤リスクを明らかにし、さらに、リスク分担の基準も明確にする必要がある。この点で、アメリカで取組まれているGBR（Geotechnical Baseline Report）は、参考になる。なお、地盤リスクがあまりに大きい場合には、建設請負契約金額が高くなることから、追加調査を実施し、地盤リスクの低減を図ることも建設コストの削減に寄与す

ると考えられる。

なお、本研究で残された課題を以下にまとめる。

#### (1) リスク・マネジメント手法の開発

本研究では、リスク評価手法の提案を行った。しかし、評価されたリスクに対して、どのように対応するか、すなわち、リスク対応を考える必要がある。そのために、リスク・マネジメント手法の開発が急がれる。

#### (2) 局所的異常箇所が発生する確率の評価

本研究では、地球統計学手法を用いて地山評価の不確実性を評価した。地球統計学手法は、内挿補間法であり、断層破碎帯などの局所的な異常箇所の推定には適していない。建設コストに大きな影響を及ぼすのは不良地山部分であり、不良地山部分をいかに適切に把握できるかが地盤リスク低減の鍵と言える。地球統計学手法による地山全体の不確実性の評価に加えて、局所的異常箇所の発生リスクを取り込んだハイブリッドな不確実性評価手法の開発が望まれる。

#### (3) 弾性波速度の不確実性の検証

本研究では、地球統計学手法によりトンネル掘削位置の弾性波速度の推定と不確実性の評価を行った。推定方法および不確実性の評価方法については、地球統計学手法のほかにもベイズ推定などの手法もあり、これらの推定方法の比較から、よりの確な推定方法について検討する必要がある。また、地球統計学手法は期待値を中心とした左右対称の正規分布を仮定しているが、不確実性については正規分布である必要はなく、地質に応じて先験情報を与えるなどにより改善を図ることが望ましい。

#### (4) 弾性波速度の不確実性の低減

「コア評価点を用いた地山評価」においては、弾性波速度の不確実性と、弾性波速度とコア評価点との相関における不確実性については、どちらか一方の不確実性のみを小さくすることは、逆に地山評価の不確実性を拡大させる恐れがあることがわかった。このため、土被り厚を補正するなどの手法により弾性波速度とコア評価点との不確実性を小さくするのであれば、弾性波速度の不確実性もあわせて小さくする必要がある。そのための手法として、高精度弾性波探査は有効と考えられる。また、将来的には3次元探査の適用が望まれる。

#### (5) 事後評価事例のデータベース化

本研究は、事前調査から事後評価までのデータが存在する事例があることにより、検討が可能であった。したがって、より適切な調査手法を検討するためには、このような事例の蓄積が課題である。また、リスク分担を考えた場合、発注者が提示するリスクの妥当性について、請負者も判断指標をもつ必要があると考えられる。事後評価事例のデータベースは、リスク分析の基本デ

ータとして、発注者・請負者の双方にとって重要な情報になり、早急の整備が望まれる。

#### (6) 土被り厚の補正方法の改良

本研究では、Barton の図をもとに、弾性波速度に対する土被り厚の補正式を提案した。ただ、土被り厚を補正することが、必ずしも地山評価における地盤リスクの低減に結びつかない事例が見られた (R トンネル)。その原因として、補正式の問題が考えられる。補正式のもととなった Barton の図は海外の事例であるため、日本の地質を反映した補正方法の開発が課題である。

#### (7) 適切なボーリング調査数量と調査位置についての検討

トンネル一般部においては、ボーリング調査は、トンネル掘削上問題となりそうな地質構造(断層破碎帯など)を狙って、地山状況を直接確認することを目的として実施されるのが一般的である。ただ、「コア評価点を用いた地山評価」の適用において、地盤リスク低減という観点から見た場合に、それが適切であるかについては不明である。どこに、何本ボーリング調査を実施するのが最適であるかについての検討が課題である。

#### (8) 比抵抗電気探査をはじめとした他の物理探査手法を併用した場合の評価手法

近年、山岳トンネルの事前調査においては、屈折法弾性波探査だけでなく、比抵抗電気探査の適用も広がりつつある。これは、弾性波速度と比抵抗という異なる物性値により地山評価を行うことにより、より精度の高い地山評価を行うことを目的として実施されるものである。ただ、現状では、弾性波探査結果と比抵抗電気探査の結果を、どのように組合せて地山評価を行うことが地盤リスク低減の観点から適切であるかについては不明であり、比抵抗電気探査を含め、追加調査による地盤リスクの低減方法について検討することが課題である。

従来、山岳トンネルの事前調査では、期待値(尤もらしい地山性状)としての調査結果が示されてきた。これに対して、地盤条件の不確実性という新たな情報を付加することにより、発注者・請負者の双方にとっての意思決定にかかわる情報を提供できるようになるものと考えられる。合理的な建設プロジェクトの実施を行うためには、地盤情報の重要性は改めて言うまでもなく、これまで以上に地盤調査の意義は高まるものと考えられる。本研究が適切な地盤調査を実施するための一助になることを望む。

## 参考文献

- 1) 国土交通省総合政策局情報管理部情報安全・調査課建設統計室：平成 20 年度建設投資見通し，2008.
- 2) 大津宏康，尾ノ井芳樹，大西有三，足立純；PFI プロジェクトの地盤に起因する建設コスト変動評価に関する研究，土木学会論文集，No.777/VI-65，pp.175-186，2004.
- 3) Zhi. H：Risk Management for Overseas Construction Projects, *International Journal of Projects Management*, Vol.13, No.14, pp.231-237, 1995.
- 4) 大津宏康，大西有三：開発途上国建設プロジェクトでの請負者リスク管理に関する研究，土木学会論文集，No.707/VI-55，pp.207-218，2002.
- 5) 大津宏康，尾ノ井芳樹，大西有三，李圭太：金融工学理論に基づく地盤リスク評価に関する一考察，土木学会論文集，No.742/VI-60，101-113，2003.
- 6) 飯酒盃久夫：トンネル地質の予測が当たらない諸因子について、日本応用地質学会シンポジウム予稿集、pp.52-60、2001.
- 7) 鈴木守，富田宏夫：トンネル地質調査の性格と問題点（2），トンネルと地下，1993.10.
- 8) 中川浩二，保岡哲治，北村晴夫，三木茂，藤本睦，木村恒雄：トンネル事前設計における地質調査の問題点とその評価に関する研究，土木学会論文集，No.658/VI-48，pp.33-43，2000.
- 9) Kellerhals, P.：Geologie des Lötschberg Basistunnels, Schweizerischer Ingenieur und Architekten Verein. Dokumentation SIA D085, pp.35-43, 1992.
- 10) Einstein, H. H.：Risk and Risk Analysis in Rock Engineering, Tunneling and Underground Space Technology, Vol.11, No.2, pp.141-155, 1996.
- 11) 岩崎公俊，折原敬二：Geotechnical Baseline Report（GBR）について，地盤工学会誌，Vol.57，No.5，Ser.No.616，2009.
- 12) The Technical Committee on Geotechnical Reports of the Underground Technology Research Council: Geotechnical Baseline Reports for Construction, Suggested Guidelines, ASCE, 2007.
- 13) 全国地質調査業協会連合会：地質リスクに関する調査・研究，2007.
- 14) 近藤達敏：地質調査の不確実性とトンネル工事のリスク要因評価（特集「現場の教訓—継承したい貴重な事例—」），応用地質，Vol.40，No.6，pp.340-345，2000.
- 15) 大津宏康，尾ノ井芳樹，境亮祐：地盤統計学に基づく地下工事における地質調査の価値評価に関する一提案，建設マネジメント研究論文集，土木学会建設マネジメント委員会，Vol.12，pp.9-18，2005.
- 16) 大津宏康，大西有三，浜田信彦，境亮祐：地盤統計学手法を用いた建設コスト推定手法の事後評価への適用，土木学会論文集 F，Vol.63，No.1，pp.35-52，2007.
- 17) 大津宏康，尾ノ井芳樹，大本俊彦，大西有三，西山哲，黄瀬周作：PFI 建設プロジェクトでの地下リスク評価及び分担に関する研究，土木学会論文集，No.721/VI-57，pp.193-205，2002.
- 18) 大津宏康，尾ノ井芳樹，大西有三，高橋徹，坪倉辰雄：力学的地盤リスク要因による建設コスト変動の評価に関する研究，土木学会論文集，No.756/VI-62，pp.117-129，2004.



- 19) 坂井一雄：地下構造物建設プロジェクトにおけるコスト変動リスク評価手法に関する研究，京都大学修士論文，2007.
- 20) 大津宏康，坂井一雄，長谷川信介：屈折法弾性波探査を用いた山岳トンネルにおける地山区分推定手法に関する研究，材料，Vol.56，No.9，pp.820-827，2007.
- 21) 木村正樹，杉田理，大塚康範：評価点法を用いた事前調査による地山評価と施工，土木学会トンネル工学研究発表会論文・報告集，第11巻，pp.87-92，2001.
- 22) 酒井悠：地盤リスク解析による山岳トンネル地質調査の価値評価に関する研究，京都大学修士論文，2008.
- 23) 土木学会トンネル工学委員会技術小委員会事前調査・設計検討部会：より良い山岳トンネルの事前調査・事前設計に向けて，トンネル・ライブラリー第18号，土木学会，pp.11-20，2007.
- 24) 三宅和志：トンネル事前設計における弾性波速度評価に関する研究，山口大学修士論文，2002.
- 25) 鈴木昌次，古川浩平，井上洋司，中川浩二：NATM 施工実績に基づく事前設計の評価に関する一考察，土木学会論文集，No.427/VI-14，pp.261-270，1991.3.
- 26) 城間博通，赤木渉，岡部幸彦，中西昭友：支保実績から分析した弾性波速度評価の一考察，トンネルと地下，pp.749-757，2002.
- 27) 地盤の可視化とその評価法に関する調査研究委員会：地盤の可視化とその評価法，平成17年度講習会テキスト，土木学会関西支部，pp.1-12～1-20，2005.
- 28) 竹内智明，佐治嘉朗，大橋弘紀，木村正樹：近畿地方の美濃・丹波帯，四万十帯トンネルにおける地山評価と実施工の対比，日本応用地質学会関西支部平成13年度講演会予稿集，2001.
- 29) 大久保雅憲，日根幸雄，中川浩二：山岳トンネル事前設計合理化のための一つの試み，トンネル工学研究論文・報告集，第9巻，pp.137-142，1999.
- 30) 中川浩二：弾性波速度分布によるトンネル岩盤の事前予測と施工時の岩盤評価との関係，日本応用地質学会平成13年度シンポジウム予稿集，pp.1-7，2001.
- 31) 日本道路公団：設計要領第三集トンネル編，p.71，1997.
- 32) 坂幸恭：地質調査と地質図，朝倉書店，p.65，1993.
- 33) 物理探査学会：図解物理探査，物理探査学会，1989.
- 34) 物理探査要領作成委員会：物理探査適用の手引き（とくに土木分野への利用），物理探査学会，2000.
- 35) 大津宏康：建設分野におけるリスク工学の適用性とその展望，土木学会論文集，No.728/VI-58，pp.1-16，2003.
- 36) 武井勲：リスクマネジメント総論，中央経済社，2000.
- 37) 山下智志：市場リスクの計量化と VaR，朝倉書店，2000.
- 38) 野口悠紀夫：金融工学はこんなに面白い，文春新書，2000.
- 39) 小林潔司，大本俊彦，横松宗太，若公崇敏：建設請負契約の構造と社会的効率性，土木学会論文集，No.688/IV-53，pp.89-100，2001.
- 40) FIDIC: Condition of Contracts for Construction for Building and Engineering Works Designed by

the Employer, First Edition, 1999.

- 41) Hans Wackernagel (原著), 地球統計学研究委員会 (訳編): 地球統計学, 森北出版, 2003.
- 42) 池田和彦: トンネルの岩盤強度分類, 鉄道技術研究報告, No.695, 日本国有鉄道技術研究所, 1969.
- 43) 鉄道建設協会: NATM 設計施工指針 (案), pp.31-35, 1983.
- 44) 日本鉄道建設公団: NATM 設計施工指針, pp.36-42, 1996.
- 45) 日本道路公団: 設計要領第三集トンネル編, 1985.
- 46) 日本道路公団: 設計要領第三集トンネル編, 1996.
- 47) (社) 日本道路協会: 道路トンネル技術基準 (構造編)・同解説, 2003.
- 48) 伊藤寿恒: 物理検層による油層解析 (その 5), 物理探鉱, No.27, pp.148-159.
- 49) NATM 積算研究会編: NATM の施工と積算, (財) 経済調査会, 2006.
- 50) 長谷川信介, 木村正樹, 杉田理, 村岡直: 電気探査とボーリング孔を利用した弾性波探査の併用による地山評価精度の向上, 第 32 回岩盤力学シンポジウム, pp.257-262, 2003.
- 51) 中田雅博, 三谷浩二, 八木弘, 西琢郎, 西村和夫, 中川浩二: 観察記録の分析に基づく新しいトンネル切羽評価システムの提案, 土木学会論文集, No.623/VI-43, pp.131-141, 1999.
- 52) 赤木渉, 佐野理, 進士正人, 西琢郎, 中川浩二: 山岳トンネル施工支援のための切羽評価法の適用性に関する研究, 土木学会論文集, No.686/VI-52, pp.121-134, 2001.
- 53) 城間博通, 伊藤哲男, 赤木渉: トンネル支保選定支援システムの構築, EXTEC, No.68, pp.21-25, 2004.
- 54) Lama, D. R. and Vutukuri, S. V. (原著), 増田秀夫, 田中荘一 (訳): 岩石・岩盤技術者のためのハンドブック 岩の力学的性質 II - 試験に関する技術と結果 -, 古今書院, 1992.
- 55) Tocher, D.: Anisotropy in rocks under simple compression, Trans. Am. Geophys. Union, Vol.38, pp.71-76, 1957.
- 56) Wyllie, M. R. J., Gregory, A. R. and Gardner, G. H. F.: An experimental investigation of factors affecting elastic wave velocities in porous media, Geophysics, Vol.23, pp.459-493, 1958.
- 57) Nick Barton: Risk and risk reduction in TBM rock tunneling, Proceedings of the ISRM International Symposium, pp.31-33, 2004.
- 58) 吉見晋平: 山岳トンネルの事前調査を用いたコスト変動リスク評価に関する研究, 京都大学卒業論文, 2008.



## 謝辞

本研究のきっかけは、今から 10 年ほど前、私が物理探査技術の研究開発をしていた時期に遡ります。当時、「精度の高い探査技術の開発」をしていました。しかし、その時期は、ちょうどバブル崩壊期にあたり、その後の建設産業界は建設コストの削減、調査コストの削減へと一気に向かい、安価な探査技術が求められ、精度の高い探査技術のための技術開発が停滞してしまいました。とはいうものの、精度の高い探査技術に対する潜在的ニーズは依然として高く、物理探査技術が今後とも社会に貢献していくためには、精度の高い探査技術の開発が不可欠と感じていました。そのためには、精度の高い探査技術の意義を示す必要性を感じていました。ちょうどその頃、大津宏康教授の論文を拝見し、「地盤リスク」という切り口で調査の価値を示すことが、精度の高い探査技術に対するインセンティブを与えると考えていました。

その後、京都大学大学院後期博士課程に入学し、大津宏康教授のもとで研究を行いました。先生の的確なアドバイスと、暖かく粘り強いご指導により、ようやく本論文を取りまとめることができました。先生のご指導により、より広い視点で物事が見ることができるようになり、社会人としても良い教育をしていただきました。深く感謝いたします。また、研究内容、さらには研究の今後の方向性・発展性について、大変貴重なご意見をいただいた小林潔司教授、松岡俊文教授に心から感謝いたします。

著者の勤務先である応用地質株式会社の平田啓一氏、南部光広氏、堂元史博氏、中村一樹氏（現：応用インターナショナル）には多大なご支援をいただきました。また、中川渉氏には、大学院後期博士課程への入学のきっかけをつくっていただきました。ここに感謝いたします。

大津研究室の坂井一雄氏（現：大成建設株式会社）、酒井悠氏（現：富士ゼロックス株式会社）、吉見晋平氏には、ともに研究を進めさせていただきました。お三方との研究がなければ、本論文を取りまとめることができませんでした。厚くお礼申し上げます。

財団法人災害科学研究所トンネル調査研究会の松井保先生（大阪大学名誉教授）、村橋吉晴氏、栃本泰浩氏、富澤直樹氏、上出定幸氏をはじめとする研究委員の方々には、トンネル調査の現状と今後目指すべき方向性について議論させていただきました。研究会での活動が、本研究のきっかけとなりました。深く感謝いたします。

株式会社パシフィックコンサルティング・安田亨氏、水文技術開発・高橋健二氏には社会人博士の良き先輩として、本研究を進める上で、叱咤激励と良きアドバイスをいただきました。感謝いたします。

最後に、この論文は妻・ユカリと子供たち・靖洋と敬祐の理解と応援が無ければまとめることができませんでした。研究のため家族で過ごす時間が短くなり、寂しい思いをしながらも、理解を示し、我慢をしてきた子供たちに感謝いたします。そしてなによりも、家族を支え研究を応援してくれた妻に深く感謝いたします。